

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
- جامعة البليدة - 1 -
UNIVERSITE BLIDA 1 SAAD DAHLEB



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسمالهندسة المدنية
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master 2

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil Filière : Génie
Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude expérimentale de la réponse mécanique des mélanges sable-cendres
volantes.

Présenté par :

Mlle. BOUALEM SOUHA
Mlle. AZOUZI HADIL

Proposé et Dirigé par :

Dr. HAZOUT LEILA

Blida, Octobre 2021

ملخص:

نعلم جيدا كمهندسين جيوتقنيين أن قدرة تحمل تربة مهمة جدا قبل انطلاق أي مشروع، حيث تعتمد دراسة مشروع الى قيمة هذه الأخيرة.

لكن لا تزال قياسية قدرة تحمل التربة منحصرًا على تجارب مخبرية التي تعتمد على أخذ عينة من تربة الموقع.

تقوم عديد من الجامعات بالعديد من الدراسات والأبحاث لايجاد طريقة جديدة تسمح للمهندسين من معرفة قدرة تحمل التربة في الموقع وبشكل أسرع من طرق تقليدية معتمدة.

الغرض من هذا العمل هو دراسة طريقة جديدة باستخدام اختبار تحميل لوحة الاختبار لمعرفة قدرة تحمل التربة ومدى فاعليته في موقع قطعة أرض للبناء بجانب طريق سيد أحمد زيتوني ببلدية زبانة ولاية البليلة باستخدام برنامج "بلاكسيس الذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة.

وفي المرحلة الأخيرة سيتم تحليل وجمع المعلومات المتحصل عليها لاستنتاج امكانية اعتماد على اختبار تحميل لوحة الاختبار.

كلمات البحث: اختبار تحميل لوحة، قدرة تحمل التربة، اختبار التحميل، منحنى التحميل، تحميل رسم بياني، تكد.

Résumé :

Nous savons bien en tant qu'ingénieurs géotechniciens que la capacité portante du sol est très importante avant de démarrer tout projet, car l'étude d'un projet dépend de la valeur de ce dernier.

Mais la mesure de la capacité portante du sol est encore limitée à des expériences de laboratoire qui dépendent du prélèvement d'un échantillon du sol d'un site. De nombreuses universités mènent de nombreuses études et recherches pour trouver une nouvelle méthode qui permet aux ingénieurs de connaître la capacité portante du sol d'un site plus rapidement que les méthodes traditionnelles approuvées.

Le but de ce travail est d'étudier une nouvelle méthode utilisant l'essai de chargement à la plaque pour connaître la capacité portante du sol et son efficacité dans le site d'un terrain à bâtir à côté de la route Sid Ahmed Zitouni dans Wilaya de Blida utilisant le programme "Plaxis", qui dépend de la méthode des éléments finis.

Dans une dernière étape, les informations obtenues seront analysées et collectées pour conclure à la possibilité de s'appuyer sur essai de chargement à la plaque.

Mots de clefs :

Essai de chargement, essai à plaque capacité portante du sol, normes, courbe de charge, graphique de charge, tassement.

Abstract:

We know well as geotechnical engineers that the bearing capacity of the soil is very important before starting any project, because the study of a project depends on the value of the latter.

But measurement of soil bearing capacity is still limited to laboratory experiments which depend on taking a soil sample from a site. Many universities are carrying out a lot of study and research to find a new method that allows engineers to know the bearing capacity of the soil in a site faster than the traditional approved methods.

The aim of this work is to study a new method using the plate load test to know the bearing capacity of the soil and its efficiency in the site of a building land next to the road Sid Ahmed Zitouni in the commune of Zabana, Wilayat de Blida using the "PlAxis" program, which depends on the finite element method

In a final step, the information obtained will be analyzed and collected to conclude on the possibility of relying on the test plate load test.

Keywords:

Load test, plate test soil bearing capacity, standards, load curve, load graph, settlement.

REMERCIEMENT

Ce n'est pas qu'il est difficile de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail, mais il faut avouer que les formules sont nombreuses et que le choix des bons mots a été toujours difficile. Entre vifs, sincères, profonds et nous passons les obscures subtilités de la langue française, le choix de la formule de remerciements est difficile.

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous avoir donné le courage et l'optimisme de finir ce travail, et sincèrement remercier ceux qui ont accepté de juger ce travail. , pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous tenons tout particulièrement à remercier notre encadreur, monsieur Slim kerkar , pour sa patiente , sa disponibilité , et surtout ses judicieux conseils , qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons aussi à remercier également, notre Co-promoteur Madame belkacemi S. qui nous a donné une aide indispensable dans notre travail.

En fin, nos remerciements à nos parents qui ont mis à notre disposition tous les moyens matériels et financiers nécessaires. Et les amis du département de génie civil, spécialement à la section masters géotechnique, et toutes les personnes qui ont contribué de près ou loin à la réalisation de ce travail

Sommaire

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciment

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

| | |
|---|---|
| Introduction générale | 1 |
| I.1 Introduction :..... | 2 |
| I.2 Essai à la plaque (NF P94-117-1) : | 2 |
| I.2.1 Principe de l'essai :..... | 2 |
| I.2.2 Limites d'utilisation :..... | 3 |
| I.3 Essai à la Dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2) :..... | 4 |
| I.3.1 Principe de l'essai :..... | 4 |
| I.3.2 Limites d'utilisation :..... | 5 |
| I.4 Déflexion à la poutre Benkelman (NF P98-200-1) :..... | 5 |
| I.4.1 Principe de l'essai :..... | 5 |
| I.4.2 Limites d'utilisation :..... | 6 |
| I.5 Essais aux déflectographes (NF P98 -200-1, 2, 3, 4 et 5) :..... | 6 |
| I.5.1 Principe de l'essai : | 7 |
| I.5.2 Limites d'utilisation :..... | 7 |
| I.6 Essai au portancemètre : | 7 |
| I.6.1 Principe de l'essai :..... | 8 |
| I.6.2 Limites d'utilisation :..... | 8 |
| I.7 Essai de Westergaard (NF P94-117-3) : | 8 |
| I.7.1 Principe de l'essai :..... | 8 |
| I.7.2 Limites d'utilisation :..... | 8 |
| I.8 Essai à la plaque dynamique légère : | 9 |
| I.8.1 Principes de l'essai : | 9 |
| I.8.2 Limites d'utilisation :..... | 9 |

| | | |
|---------|--|----|
| I.9 | Essai à la déflexion canadienne | 9 |
| I.10 | Essai CBR in-situ (NF P 94 078) :..... | 10 |
| I.10.1 | Limites d'utilisation :..... | 11 |
| I.11 | Essai de chargement à la plaque : | 11 |
| I.11.1 | Principes de l'essai : | 12 |
| I.11.2 | Les limites de l'essai de charge sur plaque sont les suivantes : | 14 |
| I.11.3 | Calcul de fondation : | 14 |
| I.12 | Conclusion du chapitre : | 20 |
| | | |
| II.1 | Introduction : Présentation du site et données géotechniques..... | 22 |
| II.2 | CONSIDERATIONS GENERALES..... | 22 |
| II.3 | PRESENTATION DU SITE D'ETUDE | 22 |
| II 3.1 | sismicité | 22 |
| II.4 | PROSPECTION ET ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE..... | 23 |
| II.5 | Essais in-situ | 25 |
| II.5.1 | Les sondages à la tarière : | 25 |
| II.5.2 | L'essai pressiométrique..... | 26 |
| II.5.3 | essais au pénétromètre dynamique lourd | 26 |
| II.5.4 | Les essais de chargement par palier sur plaque (Plate Load Test)..... | 28 |
| II.5.5 | RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE PAR METHODES SISMIQUES DE SURFACE | 37 |
| II.6 | Essais en laboratoire : | 40 |
| II.6.1 | Limites d'Atterberg :..... | 40 |
| II.6.2 | Analyse granulométrique :..... | 41 |
| II.7 | Conclusion | 45 |
| | | |
| III.1 | Introduction :..... | 48 |
| III.2 | Les éléments finis..... | 48 |
| III.3 | La méthode des éléments finis en géotechnique..... | 48 |
| III.4 | Méthodes des éléments finis | 49 |
| III.4.1 | Hypothèses de calcul et modèles numériques..... | 49 |
| III.4.2 | Le plan général du programme PLAXIS | 50 |
| III.4.3 | Manipulation des fichiers..... | 51 |
| III.4.4 | Procédure d'entrée des données :..... | 51 |

| | |
|---|-----------|
| III.4.5 L'entrée des données de pré-traitement | 52 |
| III.4.6 Le programme d'entrée des données (input) : | 52 |
| III.5 Réglages généraux : | 53 |
| III.5.1 Le type de modèle (Model) : | 53 |
| III.5.2 Les éléments : | 54 |
| III.6 Étude d'essai plate load test : | 58 |
| III.6.1 Calcul : calculer l'essai plate load test 1 a profondeur 1.4m : | 58 |
| III.6.2 Calcul : calculer l'essai plate load test 2 : | 66 |
| III.7 Conclusion : | 74 |
| Conclusion Générale : | 75 |

Sources (Références bibliographique)

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure I. 1: photos montrant l'essai à la plaque..... | 3 |
| Figure I. 2: photos montrant la dynaplaque2 (LNHC Oued smar)..... | 4 |
| Figure I. 3: photos montrant essai à la outre Benkelman | 5 |
| Figure I. 4: Deflectographe Lacroix de NEXTROAD..... | 6 |
| Figure I. 5: photos montrant essai au portancemètre | 7 |
| Figure I. 6: Essai CBR | 10 |
| Figure I. 7: Disposition typique pour l'appareil d'essai CBR in-situ | 11 |
| Figure I. 8: Photo de l'essais de chargement à la plaque, chantier Blida. | 11 |
| Figure I. 9: photos montrant expliquez la méthode de essai de charge à la plaque..... | 12 |
| Figure I. 10: photos montrant expliquez la manière que placé la plaque. | 13 |
| Figure I. 11: La courbe de tassement de charge typique pour l'essai de charge sur plaque. | 14 |
| Figure I. 12: système de chargement avec bloc. | 16 |
| | |
| Figure II. 1: Localisation du site d'étude (Google Earth)..... | 22 |
| Figure II. 2: Localisation du site d'étude (Google image)..... | 23 |
| Figure II. 3: position des essais in situ..... | 24 |
| Figure II. 4: sondages à la tarière au site étudié..... | 25 |
| Figure II. 5: Essai au Pénétrömètre Dynamique Lourd. | 27 |
| Figure II. 6: Matériels de essaies Plate Load Test | 29 |
| Figure II. 7: Schéma du dispositif de l'essai PLT..... | 30 |
| Figure II. 8: Summit X Stream Pro (DMT) | 38 |
| Figure II. 9: Dispositif de 24 géophones (1 à 24) ; O, A, B, C, D, E, P représentent les points de tirs..... | 38 |
| Figure II. 10: INTERPRETATION DES PROFILS SISMIQUES..... | 39 |
| Figure II. 11: Essai de limites d'Atterberg. | 40 |
| Figure II. 12: Granulométrie par tamisage. (Série de tamis). | 41 |
| Figure II. 13: Granulométrie par sédimentométrie (Eprouvette et agitateur). | 42 |
| | |
| Figure III. 1: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input)..... | 51 |
| Figure III. 2: Fenêtre de réglages généraux (onglet Project). | 53 |
| Figure III. 3: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique..... | 54 |

| | |
|--|----|
| Figure III. 4: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol..... | 55 |
| Figure III. 5: Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés. | 56 |
| Figure III. 6: Fenêtre de génération des pressions hydrauliques. | 57 |
| Figure III. 7: Première fenêtre de réglage générale. | 58 |
| Figure III. 8: représentation de profile. | 59 |
| Figure III. 9: fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux..... | 60 |
| Figure III. 10: fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux..... | 60 |
| Figure III. 11: Le maillage de profile. | 61 |
| Figure III. 12: Le coefficient de terre K0..... | 61 |
| Figure III. 13: Les contrainte effective | 62 |
| Figure III. 14: les résultats de calculassions | 62 |
| Figure III. 15: Les résultat lorsque en charge 11.11%..... | 63 |
| Figure III. 16: Les résultat lorsque en charge 22.22%..... | 63 |
| Figure III. 17: Les résultat lorsque en charge 33.33%..... | 64 |
| Figure III. 18: Les résultat lorsque en charge 44.44%..... | 64 |
| Figure III. 19: Les résultat lorsque en charge 55.56%..... | 65 |
| Figure III. 20: !!!!!!!!!!!!!!!!!!!!! | 65 |
| Figure III. 21: Le maillage de profile plt2 | 66 |
| Figure III. 22: Le résultat de calculassions plt2 | 66 |
| Figure III. 23: Les résultat lorsque en charge 12.5%..... | 67 |
| Figure III. 24: Les résultat lorsque en charge 25 %..... | 67 |
| Figure III. 25: Les résultat lorsque en charge 37.5%..... | 68 |
| Figure III. 26: Les résultat lorsque en charge 50%..... | 68 |
| Figure III. 27: Les résultat lorsque en charge 62.5%..... | 69 |
| Figure III. 28: Les résultat lorsque en charge 75%..... | 69 |
| Figure III. 29: Les résultat lorsque en charge 87.5%..... | 70 |
| Figure III. 30: Les résultat lorsque en charge 95%..... | 70 |
| Figure III. 31: Les résultat lorsque en charge 100%..... | 71 |
| Figure III. 32: courbe comparatif qui apparait les changements de tassement essais 1. | 72 |
| Figure III. 33: courbe comparatif qui apparait les changements de tassement essais 2. | 73 |
| Figure III. 34: courbe montre le changement des tassement à différentes charges en fonction de temps essais PLT1. | 73 |

| | |
|--|----|
| Figure III. 35: courbe montre le changement des tassement a différentes charges en fonction de temps essais PLT2. | 74 |
|--|----|

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau I. 1: Comparaison de différent essai de chargement. | 17 |
| Tableau II. 1: type d’essais sur échantillon..... | 26 |
| Tableau II. 2: résumé des résultats des essais PMT..... | 26 |
| Tableau II. 3: résumé des résultats des essais Pénétromètre Dynamique Lourde | 28 |
| Tableau II. 4: résumé des résultats capacité portant admissible | 28 |
| Tableau II. 5: Caractéristiques des essais de chargement..... | 30 |
| Tableau II. 6: résumé des résultats de essaies PLT1..... | 31 |
| Tableau II. 7: résumé des résultats de essaies PLT 2..... | 34 |
| Tableau II. 8: résumé des résultats de essaies PLT 3..... | 36 |
| Tableau II. 9: Les vitesses des ondes S en fonction de la profondeur au profil MASW N-S. | 39 |
| Tableau II. 10: résumé des résultats de Essai de limites d’Atterberg. | 40 |
| Tableau II. 11: résumé des résultats de Essai de limites d’Atterberg..... | 40 |
| Tableau II. 12: résumé des résultats de sédimentométrie | 42 |
| Tableau II. 13: résumé des résultats de Essais d’analyse chimique..... | 42 |
| Tableau II. 14: résumé des résultats de Essais d’analyse chimique..... | 43 |
| Tableau II. 15: résumé des résultats de Essais d’analyse chimique..... | 43 |
| Tableau II. 16: Marges de consistance et de plasticité des sols argileux..... | 43 |
| Tableau II. 17: état de densité des sols pulvérulents | 43 |
| Tableau II. 18: Résultats de la classification des sols du site. | 44 |
| Tableau II. 19: résumé des résultats de bureau d’étude | 45 |
| Tableau III. 1: Les caractéristique géotechniques pour modélisation | 58 |
| Tableau III. 2: résultats de déplacement essais plt 1 et model plaxis | 71 |
| Tableau III. 3: résultats de déplacement essais plt 2 et model plaxis | 72 |

Liste des symboles

PLT : plate load test

VP/VS : la vitesse des ondes sismique

E : module pressiométrique

PF : pression de fluage

PL : pression limite

WL : limite de liquidité

WP : limite de plasticité

Ip : indice de plasticité

Ic : indice de consistance

Id : indice de densité

Cu : Cohésion non drainée

γ_d : Poids volumique (kN/m³)

K₀ : coefficient de pression des terres

Φ : angle de frottement

E_{oed} : module odométrique .

q_{adm}:

Contrainte

admissible

Introduction Générale

Il y a beaucoup des essais de chargement de sols ont été développées par les ingénieurs géotechnicien à travers le temps et c'est efficace.

Et même qu'il existe de nombreuses recherches et études en cours pour trouver de nouvelles méthodes plus avancées

Au démarrage de tout projet les ingénieurs recherchent des caractéristiques de sol et parmi ces caractéristiques la capacité portante du sol.

Et c'est là que les ingénieurs trouvent un problème d'abord le temps et la rapidité de prélèvement d'un échantillon de sol et de son examen.

Conduisant aux résultats obtenus et l'étude de la sécurité de cette valeur, qui est à la base du lancement d'un projet.

On retrouve donc ce qu'on appelle un facteur de sécurité, et ce dernier varie d'un pays à l'autre selon l'exactitude de l'obtenir

Exemple Algérie : le facteur de sécurité 3. C'est pourquoi nous travaillons pour attendre des résultats plus précis dans lesquels nous réduisons ce facteur.

L'étude de cette mémoire compter sur nouvelle essai c'est essai de chargement à la plaque nous allons le faire pour trouver la capacité portante de sol, est-il possible de s'appuyer dessus dans de futurs projets.

Ce mémoire visant à être le début d'une recherche et même une référence pour les ingénieurs dans la future et nous avons fais ce travail par amour et par volonté de cherche et développer des nouvelles méthodes vous pouvez être accrédité en Algérie et pourquoi pas ,et une réponse aux questions des étudiants et sous prétexte qu'il n'y a pas de travaux qui répondent aux besoins de l'ingénieur ce travail sera une introduction aux ingénieurs de méthodes essai chargement à la plaque et normes utiliser.

Ce mémoire consister de trois chapitre, première chapitre recherche bibliographe ce but et présenté les défèrent type d'essai de chargement et normes, et comparer cette essais, en suite deuxième chapitre explique le site d'étude et ses caractéristiques, le chapitre trois c'est la recherche scientifique et modélisation de logiciel et conclusion.

Partie I : Introduction bibliographique

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous parlerons des différents types d'essais de chargement de sol (connue pour la réception en portance des plates-formes support de chaussée). Les revoir en détails ; les caractéristiques, les avantages et limites, pour enfin expliquer et les comparer, puis faire ressortir la ou les différences par rapport à l'essai de chargement à la plaque (PLT), objet de ce mémoire :

- 1- Essai à la plaque (NF P94-117-1)
- 2- Essai à la dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2)
- 3- Déflexion à la poutre Benkelman (NF P98-200-1)
- 4- Essais aux déflectographes (NF P 98 -200-1, 2, 3, 4 et 5)
- 5- Essai au portancemètre
- 6- Essai de Westergaard (NF P94-117-3)
- 7- Essai à la plaque dynamique légère
- 8- Essai à la déflexion canadienne
- 9- Essai CBR (NF P 94 078)
- 10- Essai de chargement à la plaque (Plate Load Test).

Ces essais moyennement répondu, peut être assimilé à plusieurs manières de faire, et ainsi multiplier les objectifs recherchés.

Le but de ce chapitre est de revoir l'ensemble de ces essais existants en Algérie, cités dans la bibliographie, principalement dans la Note N°1 du mois de Mars 2018 de CEREMA, puis rechercher les références et standards sur lesquels se baser afin de valider cet essai au préalable. Mais aussi de trouver le lien ou bien les références des équipements, réalisation, méthodes d'exécution qui pourraient être similaire.

I.2 Essai à la plaque (NF P94-117-1) :

Cet essai sert à mesurer ponctuellement le module de déformation statique sous une plaque rigide d'une plate-forme pour des valeurs comprises entre 20 et 250MPa.[1].

I.2.1 Principe de l'essai :

L'essai détermine la déformabilité des plates-formes de terrassement par la mesure de l'enfoncement vertical au centre d'une plaque rigide de 60cm de diamètre, sous chargement statique (figure II).



Figure I. 1: photos montrant l'essai à la plaque.

(Route de El Omaria Médea ALGERIE).

La valeur de l'enfoncement de la plaque (mesurée à la fin du second cycle) permet de calculer le module de déformation statique à la plaque EV2.

Cet essai est l'essai de référence historique pour le dimensionnement des structures de chaussée ayant servi à caler les résultats des essais dynamiques ; cet essai est réalisable sur la plupart des types de plates-formes, sous réserve que le D_{\max} soit inférieur à 200 mm ;

I.2.2 Limites d'utilisation :

Cet essai n'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. Et le rendement est faible par rapport aux autres types d'essais (entre 4 et 6 mesures/h), mais aussi l'accessibilité à certaines zones est parfois difficile (tranchée, remblai technique, pente élevée, encombrement, etc.) ;

Il est nécessaire d'avoir un massif de réaction (camion chargé) qui permet un chargement d'au moins 8 tonnes sur la plaque et d'une distance entre le point d'appui du massif (pneu) et le centre de la plaque d'au moins 1,2 m [2].

I.3 Essai à la Dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2) :



Figure I. 2: photos montrant la dynaplaque2 (LNHC Oued smar)

Cet essai mesure ponctuelle déterminant un module de déformation sous chargement dynamique, évaluant la déformabilité d'une plate-forme, de rigidité comprise entre 20 et 100 MPa pour la dynaplaque 1 et entre 20 et 250 MPa pour la dynaplaque 2, pour des matériaux de D_{max} inférieur à 200 mm. [1].

I.3.1 Principe de l'essai :

La sollicitation dynamique appliquée sur la plate-forme à ausculter est analogue en intensité et en fréquence à celle provoquée par le passage d'un essieu chargé à 13 tonnes et roulant à 60 km/h (figure 2). Elle est générée par la chute d'une masse sur un ressort amortisseur placé sur une plaque rigide de diamètre 600mm.

La plaque est installée sur le sol à l'aide d'un dispositif hydraulique actionné par l'opérateur et soumise à 3 chocs. Puis les deux premiers chocs permettent de positionner la plaque sur le support à mesurer. Le troisième est utilisé pour la mesure.

Dynaplaque 1 : au troisième choc, on mesure le rapport entre la hauteur de rebond et la hauteur initiale de chute de la masse tombante. La mesure de restitution d'énergie par le sol permet de déterminer le module de déformation du sol d'après une courbe d'étalonnage propre à chaque Dynaplaque 1.

Dynaplaque 2 : au troisième choc, on mesure la déflexion du sol provoquée au niveau de la plaque par cette impulsion, en même temps que la force d'impact. L'exploitation des résultats permet de calculer directement le module de déformation au point d'essai.

L'équipement installé sur un porteur véhicule léger permet de réaliser 20 à 40 mesures à l'heure, suivant les conditions d'accès entre les essais.

Le fonctionnement automatique du générateur de choc et l'acquisition informatisée des mesures permettent à un seul opérateur de commander facilement les manœuvres depuis le poste de conduite du véhicule.

Cet essai est réalisable sur la plupart des types de plates-formes, sous réserve que le D_{max} soit inférieur à 200 mm.[2] .

I.3.2 Limites d'utilisation :

Cet essai n'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. Et le champ d'application est différent entre la Dynaplaque 1 et la Dynaplaque 2. La limite inférieure est de 20 MPa dans les deux cas. La limite supérieure est plafonnée à:

- ✓ 100 MPa avec une plus grande dispersion pour certains matériaux au-delà de 80 MPa pour la Dynaplaque 1,
- ✓ 250 MPa pour la Dynaplaque 2.

I.4 Déflexion à la poutre Benkelman (NF P98-200-1) :



Figure I. 3: photos montrant essai à la outre Benkelman .

Cet essai mesure ponctuelle de la déflexion de surface d'une plate-forme sous une charge définie de 13 tonnes. [1].

I.4.1 Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer l'enfoncement provoqué par un essieu unique à roues jumelées simple essieu de camion chargé à 13 tonnes. Le déplacement vertical est mesuré au passage de l'essieu à l'aide d'une poutre Benkelman, le camion reculant vers le point de mesure. La déflexion, qui correspond à la déformation maximale, est mesurée au 1/100 mm.

La norme NF P98-200-1 définit les termes suivants :

La déflexion maximale d_M correspond au déplacement vertical maximal du point de mesure ; la déflexion rémanente d_r correspond au déplacement vertical du point de mesure lorsque, la valeur maximale ayant été atteinte, la charge s'est éloignée de $5 \text{ m} \pm 10 \%$ du point de mesure ; la déflexion élastique d' est calculée à partir de la formule suivante : $d' = d_M - d_r$

I.4.2 Limites d'utilisation :

Son rendement est faible (6 à 8 mesures/h) ; et le camion doit comporter un essieu arrière simple à roues jumelés. Il doit être pesé avant les mesures sur chantier pour garantir une charge de 13 tonnes $\pm 2 \%$. Le camion doit reculer vers le point de mesure, ce qui peut entraîner des dégâts matériels sur la poutre si le camion ne recule pas droit. [2]

I.5 Essais aux déflectographes (NF P98 -200-1, 2, 3, 4 et 5) :

Le déflectographe est un appareil qui mesure le bassin de déflexion d'une chaussée sous l'action d'un poids lourd en mouvement à vitesse constante. Il existe trois types de déflectographes:

- le déflectographe Lacroix à châssis court.
- le déflectographe Lacroix à châssis long.
- le déflectographe FLASH.



Figure I. 4: Deflectographe Lacroix de NEXTROAD.

L'exécution et l'exploitation des mesures de déflexion par les déflectographes font l'objet de la méthode d'essai LPC n°39. Les déflexions mesurées par les déflectographes Lacroix sont normalisées (NF P 98-200-1, 2, 3, 4 et 5).

L'essai au déflectographe permet la mesure continue de la déformation de surface d'une plate-forme sous une charge définie de 13 tonnes $\pm 2 \%$ [1].

I.5.1 Principe de l'essai :

Il consiste à la mesure de l'enfoncement provoqué par un essieu unique à roues jumelées d'un camion chargé à 13 tonnes. La déformation créée par l'essieu sera mesurée par des bras palpeurs situés à l'arrière du véhicule munis de capteurs de déplacement, articulés sur une poutre de référence. Les mesures sont réalisées simultanément au niveau d'une voie sur les deux bandes de roulement avec un pas de 4m. Toutes les mesures sont visualisées en temps réel.

Le déflectographe permet l'auscultation en continu d'un linéaire qui varie de 6km/j à 20km/j selon le déflectographe utilisé. [2]

I.5.2 Limites d'utilisation :

Les mesures sont sensibles à l'état de surface de la couche testée ; l'appareillage est fragile et la garde au sol est faible. Les accès à la plate-forme et le passage des ouvrages doivent être préparés (pistes traficables et revêtues, réalisation de rampes à pente faible pour passage des poids lourds).

I.6 Essai au portancemètre :

Cet essai non normalisé est décrit dans le guide technique LCPC " Portance des plates-formes : Mesure du module en continu par le portancemètre "



Figure I. 5: photos montrant essai au portancemètre .

Mesure en continu d'un module de déformation dynamique d'une plate-forme pour des valeurs comprises entre 30 et 250 MPa. Le module de déformation dynamique (E_p) est exprimé en MPa.

I.6.1 Principe de l'essai :

La plate-forme auscultée est sollicitée par une roue vibrante étroite tractée à une vitesse voisine de 3,6 km/h (figure I5).

Le portancemètre permet une mesure en continu (pas de mesure d'environ un mètre) ; son rendement important permet d'ausculter un linéaire de 15 à 20km par jour et de visualiser les mesures en temps réel. Ces mesures peuvent faire l'objet d'un traitement par des logiciels adaptés pour constituer des schémas itinéraires complets avec découpage en zones homogènes si nécessaire et servir au recollement de l'ouvrage ; cet essai est réalisable sur la plupart des types de plates-formes, sous réserve que le D_{max} soit inférieur à 200 mm ; sur couche de forme traitée aux liants hydrauliques, il permet d'obtenir une information uniquement qualitative.

I.6.2 Limites d'utilisation :

Cet essai n'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques ; les mesures au portancemètre sont sensibles à l'état de surface de la couche testée (la profondeur d'empreinte doit être inférieure à 2cm) ; le module E_p peut être sous-estimé jusqu'à 30 % dans le cas d'une plate-forme revêtue d'un enduit en cas d'absence de compactage du gravillon ; le matériel est très peu représenté sur le territoire. [2]

I.7 Essai de Westergaard (NF P94-117-3) :

Détermine le coefficient de réaction de Westergaard K_w , exprimé en MPa/m (1 MPa/m = 0,1 bar/cm), utilisé pour mesurer la raideur d'une plate-forme destinée à la construction d'un dallage de bâtiment (NF P11-213-1/A1, 2/A1, 3/A1 et 4/A1), à usage d'habitation ou industriel. *Ce module ne s'applique pas aux plates-formes routières ou ferroviaires.*[1].

I.7.1 Principe de l'essai :

L'essai consiste à charger une plaque de diamètre 600, 750 ou 762mm de façon à obtenir une pression de 70kPa et de mesurer l'enfoncement à l'aide d'une poutre de Benkelman. Le coefficient de réaction de Westergaard est le rapport entre la pression et l'enfoncement, rapporté au diamètre nominal de la plaque (762 mm). Contrairement à l'essai à la plaque, la mesure de l'enfoncement est déterminée au premier (et seul) cycle de chargement.

I.7.2 Limites d'utilisation :

Son rendement est faible (5 à 8 essais par heure) ; cet essai nécessite de disposer d'un massif de réaction (3,2 tonnes pour un essai avec une plaque de 762 mm) et de respecter

une distance de 1,2 m du bord de la plaque ;*il ne s'utilise pas pour les plates-formes routières.*[2]

I.8 Essai à la plaque dynamique légère :

Cet essai n'est pas normalisé en France. Il existe un document technique (en anglais) décrivant cet essai : TP BF- StB partie B 8.3.

Mesure ponctuelle déterminant un module de déformation sous chargement dynamique. Cet essai a pour but de déterminer le module de déformation E_{VD} en vue de contrôler la déformabilité des plates-formes, fonds de fouille, remblais en cours de mise en œuvre et tranchées.[2].

I.8.1 Principes de l'essai :

La plaque dynamique légère est un essai de portance dynamique, par masse tombante. L'essai consiste à faire un pré-compactage du sol en place à la suite de trois impacts. La mesure du module dynamique élastique (E_{VD}) intervient suite à l'enfoncement du point central de la plaque de charge après trois nouveaux impacts. L'impulsion est exercée par une force maximale de 7,07 kN sur une plaque de 30 cm de diamètre. Le déplacement sous la plaque est mesuré par un accéléromètre. La profondeur d'investigation de cet essai est de 30 à 40 cm.

L'avantage de cet essai tient à la rapidité et à la facilité de cet essai dans des endroits difficilement accessibles avec un véhicule ;le D_{max} des matériaux en place doit être inférieur à 100mm.

I.8.2 Limites d'utilisation :

La profondeur d'influence de l'essai est plus faible que les autres matériels. Les valeurs ne peuvent donc pas être comparées ;

Le TP BF-StB partie B 8.3. Limite l'utilisation de la plaque dynamique légère pour des modules de déformation compris en 15 et 70 MPa [2].

I.9 Essai à la déflection canadienne

Cet essai est une variante non normalisée de l'essai de déflection à la poutre Benkelman. Cet essai est admis par la commission Laboroute de l'IDRRIM, « sous réserve que le mode

de mesure soit clairement indiqué dans le rapport d'essai et que seule soit exprimée la déflexion élastique (d_e) et non la déflexion maximale d_M ». Une attention particulière sera portée aux résultats de la déflexion canadienne car cet essai sous-estime la déflexion.

Mesure ponctuelle de la déflexion de surface d'une plate-forme sous une charge définie de 13 tonnes [2].

I.9.1 Principes de l'essai :

Pour des raisons pratiques, il est plus facile de placer le point de mesure entre les roues jumelées d'un camion et de mesurer la déflexion en éloignant la charge du point de mesure, technique couramment appelée « Déflexion Canadienne ». Ce protocole revient à mesurer uniquement la déflexion élastique (d_e) qui est plus faible que la déflexion maximale (d_M) puisque : $d_M = d_e + d_{\text{plastique}}$.

Le rendement est plus élevé que l'essai de déflexion normalisé [2].

I.9.2 Limites d'utilisation :

La déflexion d_M n'est pas mesurée ; les performances du matériau sont surestimées. [2]

I.10 Essai CBR in-situ (NF P 94 078) :

L'essai in-situ California Bearing Ratio (CBR) est déterminé avec une pression de terrain en faisant pénétrer un piston cylindrique dans le sol à une vitesse donnée et en compare la relation entre la force est la pénétration dans le sol d'un matériau standard [1].

Il est connu mondialement et la norme qui définit cet essai est NF P94-078



Figure I. 6: Essai CBR .

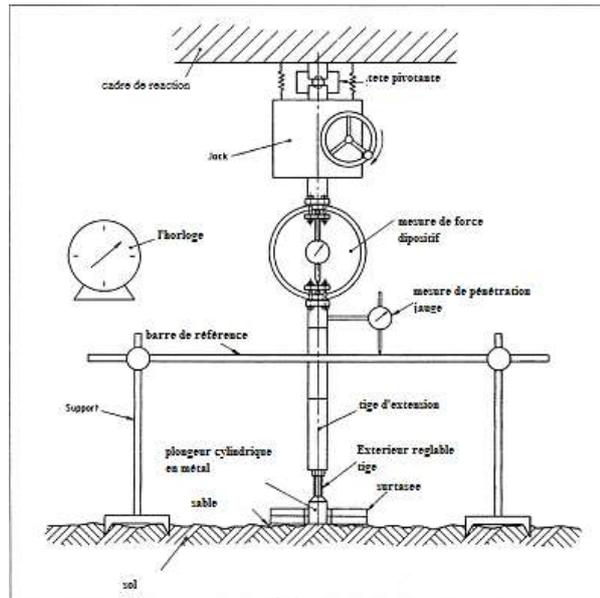


Figure I. 7: Disposition typique pour l'appareil d'essai CBR in-situ

I.10.1 Limites d'utilisation :

Le California Bearing Ratio est approprié qu'aux matériaux dont la taille maximale des particules n'excèdent pas 20mm à cause de la taille du piston[1] .

I.11 Essaie chargement à la plaque :

La capacité de charge et le degré auquel le sol est exposé à un tassement sous une charge quelconque doit être préalablement signalé dans le but de concevoir une fondation pour les structures et dallage. La capacité portante ultime et les tassements correspondants peuvent être déterminés voir mesurés à l'aide de l'essai de chargement à la plaque (PLATE LOAD TEST). Qui peut être réalisé soit en utilisant la méthode de chargement par gravité ou de chargement par treillis.



Figure I. 8: Photo de l'essais de chargement à la plaque, chantier Blida.

I.11.1 Principes de l'essai :

Une fosse d'essai atteignant la même profondeur que la fondation projetée et d'une largeur égale à cinq fois la taille de la plaque d'appui est creusée dans le sol. Une plaque d'appui (généralement de 30cm² ou de diamètre et 25mm d'épaisseur) est ensuite placée dans la fosse d'essai. La taille de la plaque d'appui choisie pour un essai dépend du type de sol.

- ✓ Une plaque carrée de 45cm cm peut être adoptée pour les sols argileux ou limoneux ainsi que pour les sols sableux mous à moyennement denses ayant un indice de résistance à la pénétration standard <15.
- ✓ Une plaque d'appui de 30–75 cm peut être adoptée pour effectuer l'essai dans un sol dense sableux ou graveleux dont le nombre standard de résistance à la pénétration est compris entre 15 et 30.

La taille de la plaque d'essai dépend de la taille maximale des grains. La plaque d'essai est chargée à l'aide du vérin hydraulique, en utilisant soit un cadre de chargement par gravité ou un cadre de chargement en treillis pour supporter la réaction. La méthode de chargement par gravité de l'essai de charge de la plaque est illustrée sur les figures 7&8.

Le cadre de chargement repose sur les colonnes construites sur les côtés de la fosse d'essai. Le cadre de chargement est chargé de sacs de sable, de roches ou de blocs de béton.

La charge appliquée est transmise au sol à l'aide d'un tuyau d'extension et à travers la plaque d'appui. Quatre comparateurs à cadran sont placés en diagonale sur chaque coin de la plaque d'appui pour mesurer le tassement. La charge appliquée est contrôlée à l'aide d'un vérin hydraulique placé entre le châssis de chargement et le tuyau d'extension.[3]

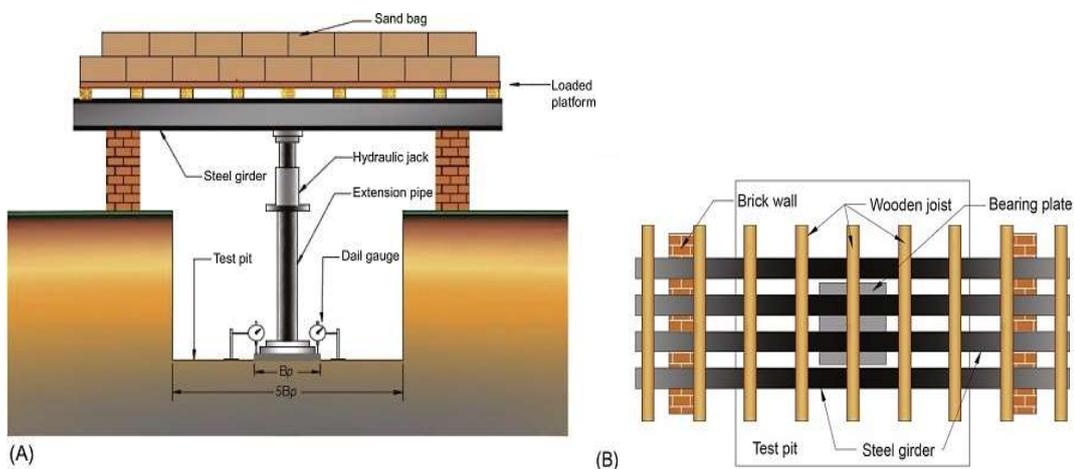


Figure I. 9: photos montrant expliquez la méthode de essai de charge à la plaque.

La disposition de l'essai de charge de la plaque lorsqu'un treillis est utilisé pour charger la plaque d'essai comme illustrée sur les figures 6 & 7. Le treillis est correctement ancré au sol

à l'aide d'ancrages en acier doux et d'un canal de support. La nature la moins complexe de la méthode de chargement des treillis a fait ce que les ingénieurs choisissent toujours de faire.[3]

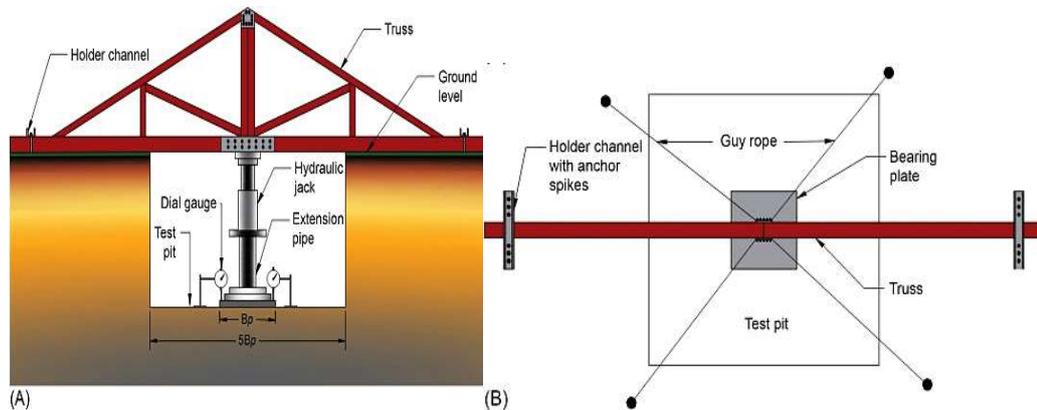


Figure I. 10: photos montrant expliquez la manière que placé la plaque.

L'Essai de chargement est placé de telle manière que le centre de la plaque d'essai, du vérin hydraulique et du cadre de chargement coïncident l'un avec l'autre. Une pression d'assise d'environ 7kN/m^2 est appliquée avant de commencer l'essai. La charge sur le sol est alors augmentée par incréments (20% de la charge de sécurité estimée ou bien le $1/10^{\text{ème}}$ de la charge ultime). Le tassement de la plaque d'appui est mesuré à des intervalles de 1, 5, 10, 20, 40, 60 min, etc., jusqu'à ce qu'aucun changement important de tassement ne soit observé. Une fois que le taux de tassement est observé à $<0,2\text{ mm/min}$, l'incrément de charge suivant est appliqué et l'observation de tassement est recommencée. L'incrément de charge se poursuit jusqu'à la rupture ou jusqu'à ce qu'un tassement de 25mm soit atteint dans des conditions normales ; cependant, dans des cas particuliers, l'essai peut être poursuivi jusqu'à ce qu'un tassement de 50mm soit atteint.

La courbe de tassement de charge typique pour l'essai de charge sur plaque dans différents types de sol est illustrée à la figure 9. Une correction de zéro à la courbe de règlement de la charge peut parfois être nécessaire avant le calcul de la capacité portante du sol. Cela se fait en traçant une ligne droite coupant la ligne de charge zéro de la première ligne droite de la courbe, qui est ensuite soustraite des lectures de tassement.

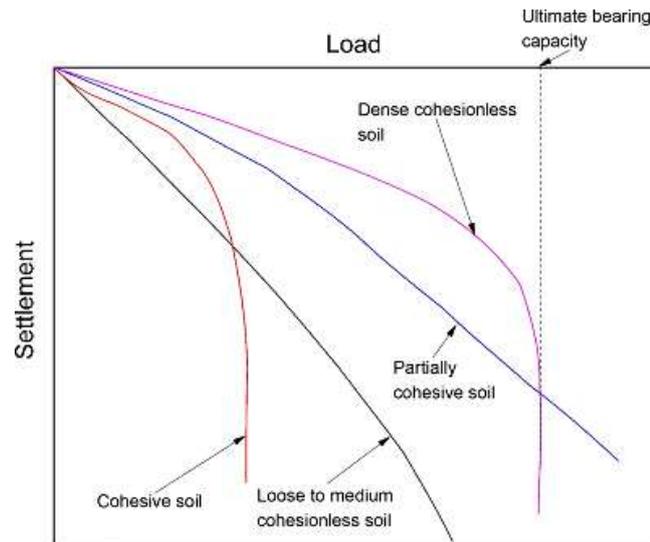


Figure I. 11: La courbe de tassement de charge typique pour l'essai de charge sur plaque

I.11.2 Les limites de l'essai de charge sur plaque sont les suivantes :

- La largeur de la plaque d'appui étant très petite par rapport à la fondation réelle, elle ne fournit qu'une estimation de la capacité portante jusqu'à une profondeur de deux fois la largeur de la plaque d'appui.
- Le test de charge de la plaque étant réalisé sur une très courte durée, le tassement mesuré pendant la charge de la plaque ne doit pas être considéré comme le tassement ultime. Ceci est particulièrement pertinent pour les sols argileux.
- Le test de charge sur plaque sous-estime la capacité portante des sols denses et sableux, car la capacité portante de ces sols augmente avec l'augmentation de la taille de la semelle.
- La charge de rupture n'est souvent pas bien définie dans les courbes de tassement de charge obtenues à partir du test. Par conséquent, des erreurs peuvent survenir en fonction d'une interprétation personnelle.
- L'effet de la nappe phréatique peut ne pas être correctement pris en compte dans le test. Il est conseillé d'abaisser le niveau d'eau par pompage, s'il est trouvé au fond de l'essai.[3]

I.11.3 Calcul de fondation :

Dans les sols sableux, le calcul de la capacité portante peut être effectué comme suit:

$$Q_F = Q_P \frac{W_F}{W_P}$$

Où Q_F correspond à la capacité portante de la semelle, et où W_F désigne la largeur de la semelle, Q_P est la capacité portante du sol ainsi déterminée par l'essai de charge de la plaque et W_P correspond à la largeur de la plaque d'appui. Cependant, la capacité portante du sol argileux ne dépend pas de la taille de la semelle ou de la plaque d'appui. Ainsi, pour les sols argileux, la capacité portante est égale à la capacité portante du sol déterminée par le test de charge sur plaque.

Par conséquent,

$$Q_F \approx Q_P$$

La taille de la plaque d'appui affecte également le tassement de la semelle. Le tassement de la semelle dans un sol granulaire peut être déterminé par l'équation suivante :

$$S_F = S_P \left[\frac{W_F(W_P+0.3)}{W_P(W_F+0.3)} \right]^2$$

Où S_P est le tassement de la plaque d'appui tel que déterminé pendant l'essai de charge de la plaque, S_F est le tassement de la semelle réelle. Le tassement de la semelle dans un sol argileux peut être estimé à l'aide de l'équation suivante :

$$S_F = S_P \frac{W_F}{W_P}$$

Le tableau suivant présente l'analyse comparative des différents essais exposés dans ce chapitre, rappelant ce qui est recherché, son intérêt, ses limites d'utilisation ainsi que sa norme références.

L'essai objet de ce mémoire, peut être assimilé aux essais de chargement des fondations profondes, par leurs principes et la manière d'effectuer les mesures de déplacement (tassements), cette partie présente l'essai de chargement statique de pieu qui est un procédé de référence pour mesurer le comportement d'affaissement sous charge des pieux. A savoir que ce type d'essais doit être effectué surtout lors de la présence d'incertitudes relativement importantes concernant le comportement de portance ou d'affaissement.

L'exécution d'essais de chargement statique de pieux est par contre réglementée par les normes SN505 267/1 et l'Eurocode 7, partie 1 et fait l'objet d'une norme française sous le NF P94-150-1.

Le principe de la méthode consiste à charger et à décharger un pieu de manière statique selon une procédure déterminée. La tête du pieu est instrumentée, des capteurs de

déplacement mesurent l'enfoncement du pieu et le capteur de force mesure la force transmise au pieu par un vérin hydraulique.

Principes de l'essai : Le dispositif utilisé pour l'exécution de l'essai de chargement statique est composé de 4 pieux de réaction. Une poutre métallique principale et deux poutres perpendiculaires à la première sont ancrées aux 4 pieux à l'aide de barres de traction suivant in montage en «I».[3]

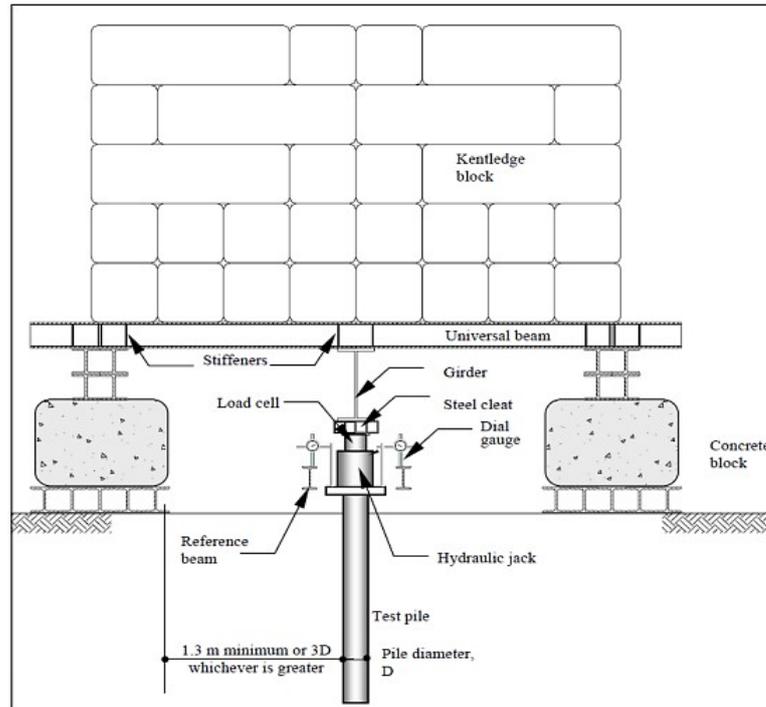


Figure I. 12: système de chargement avec bloc.

L'instrumentation est composée d'un vérin qui exercera la force statique en tête du pieu et d'un capteur de déplacement qui mesurera l'enfoncement ; les données obtenues sont enregistrées dans une centrale d'acquisition.

C'est un essai simple et rapide qui se fait en 2 étapes.

1- Cycle de préparation qui dure 15min avec un chargement de $0,1 Q_{max}$. Il permet aux surpressions interstitielles générées lors de fonçage de la pointe de commencer à se dissiper.

2- Cycle de chargement/déchargement jusqu'à Q_{max} par paliers. Il consiste à interrompre la pénétration classique à une côte souhaitée, et à effectuer un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente.

On enregistre durant l'essai la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci.

Tableau I. 1: Comparaison de différents essais de chargement.

| Nom de l'essai | Ce qui est recherché ? | Intérêts | Limites d'utilisation | Normes références | Utilisé en Algérie |
|------------------------------------|---|---|---|-------------------------------|---------------------|
| Essai à la plaque | module de déformation statique | <ul style="list-style-type: none"> - économique - réalisable - résultat clair - plupart type de sol | N'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. il est nécessaire d'avoir un massif de réaction (camion chargé). | NF P94-117-1 | Oui LCTP LNHC |
| Dynaplaque | module de déformation sous chargement dynamique | <ul style="list-style-type: none"> - Rapide - Bonne mobilité - Fonction automatique - Plupart type de sol | n'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques, aussi. le champ d'application est différent entre la Dynaplaque 1 et la Dynaplaque 2. La limite inférieure est de 20 MPa dans les deux cas. | NF P94 - 117-2 | Oui LNHC |
| Déflexion à la poutre de Benkelman | la déflexion de surface | <ul style="list-style-type: none"> - Matériel est léger - Economique - Disponible | son rendement est faible (6 à 8 mesures/h) ; le camion doit comporter un essieu arrière simple à roues jumelés. Il doit être pesé avant les mesures sur chantier pour garantir une charge de 13 tonnes \pm 2 % ; le camion doit reculer vers le point de mesure, ce qui peut entraîner des dégâts matériels sur la poutre si le camion ne recule pas droit. | NF P98-200-1 | Oui LCTP LNHC |
| Déflactographe Lacroix flash | déformation de surface | <ul style="list-style-type: none"> - il permet d'ausculter en continu un linéaire de 6 à 20 km par jour selon le déflactographe - les mesures sont visualisées en temps réel. | Les mesures sont sensibles à l'état de surface de la couche testée ; l'appareillage est fragile, les accès à la plate-forme et le passage des ouvrages doivent être préparés. | NF P 98 - 200-1, 2, 3, 4 et 5 | Oui LCTP LNHC |
| Westegaard | La raideur d'une plate-forme | <ul style="list-style-type: none"> - Matériel simple - robuste et peu coûteux. | -son rendement est faible (5 à 8 essais par heure) ; -cet essai nécessite de disposer d'un massif de | NF P11-213-1/A1, | oui LCTP |

| | | | | | |
|---------------------------------------|--|--|--|--------------------------|---|
| | | | réaction (3,2 tonnes pour un essai avec une plaque de 762 mm) et de respecter une distance de 1,2 m du bord de la plaque ; - il ne s'utilise pas pour les plates-formes routières. | 2/A1, 3/A1 et 4/A1 | LNHC |
| Portancemètre (Icpc) | Module de déformation dynamique | <ul style="list-style-type: none"> - Rapide - Bonne mobilisation - Traitement avec logiciel - Réalisable même aux liants hydraulique | cet essai n'est pas conseillé dans le cas d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques ; les mesures au portancemètre sont sensibles à l'état de surface de la couche testée; le module E_p peut être sous-estimé jusqu'à 30 % dans le cas d'une plate-forme revêtue d'un enduit en cas d'absence de compactage du gravillon. | Essai non normalisé | oui LCTP LNHC |
| Plaque dynamique légère | Module de déformation sous chargement dynamique EVD | <ul style="list-style-type: none"> - Rapide - Facile d'utilisation - essai dans des endroits difficilement accessibles avec un véhicule | la profondeur d'influence de l'essai est plus faible que les autres matériels. Les valeurs ne peuvent donc pas être comparées ; le TP BF-StB partie B 8.3. limite l'utilisation de la plaque dynamique légère pour des modules de déformation compris en 15 et 70 MPa. | Essai non normalisé | oui LCTP LNHC |
| Déflexion canadienne | Mesurer la déflexion de surface | <ul style="list-style-type: none"> - rendement est plus élevé | la déflexion d_M n'est pas mesurée ; les performances du matériau sont surestimées. | Essai non normalisé | Non appareils coûteux |
| Ipi (CBR) | déterminer expérimentalement des indices portants | <ul style="list-style-type: none"> - Savoir si un sol est compactable - Etat de densité et humidité | approprié qu'aux matériaux dont la taille maximale des particules n'excèdent pas 20mm à cause de la taille du piston | NF P 94 078 | Oui LCTP LNHC |
| Essai de chargement à la plaque (PLT) | Mesure de la capacité portante ultime du sol, ainsi que les tassements | <ul style="list-style-type: none"> - Comprendre le comportement de la fondation dans des conditions de chargement. - Évaluation de la capacité portante du sol à une | -Le test prédit le comportement du sol situé à une profondeur inférieure à deux fois la profondeur de la largeur de la plaque d'appui -cet essai nécessite de disposer d'un massif de réaction (30 tonnes) -Le tassement pour la perte de sol sablonneux est | Essai non normalisé | Oui, chez très peu de bureau d'étude. Kera terra |

| | | | | | |
|--|--|---|--|--|--|
| | | certaine profondeur - Prédiction du tassement pour une certaine charge. - Temps et coût-efficace. - Facile à réaliser. | généralement supérieur au tassement indiqué par le test d'appui à la plaque. | | |
|--|--|---|--|--|--|

I.12 Conclusion du chapitre :

Nous concluons que les équipements de l'ensemble de ces essais et testes exposés peuvent être similaires ou bien ayant le même principe (plaque, chargement, mesure, etc...), cependant, ils sont réalisés dans le but de déterminer et mesurer différentes caractéristiques, à savoir :

- Le Module de déformation statique,
- La Déformation de surface,
- La déflection de surface.

Hors que l'essai de chargement à la plaque PLT, nous permet :

- Capable de comprendre le comportement de la fondation dans des conditions de chargement.
- Évaluation de la capacité portante du sol à une certaine profondeur et prédiction du tassement pour une certaine charge.
- Les fondations peu profondes peuvent être calculées en tenant compte de la capacité portante admissible, qui peut être prédite à partir du test de charge sur plaque.
- Facile à réaliser, en peu de temps et coût-efficace.

Il est possible de conclure que cet essai, peut être effectué lors de la présence d'incertitudes relativement importantes concernant le comportement de portance ou tassements.

CHAPITRE II :
Présentation du site et données géotechniques

II.1 Introduction : Présentation du site et données géotechniques

Le présent chapitre comporte les hypothèses géotechniques, c'est-à-dire, la définition des paramètres géo-mécaniques associées au dispositif géologique-géotechnique en présence et nécessaire pour le développement du projet réalisation d'une construction dans la wilaya de Blida.

II.2 CONSIDERATIONS GENERALES

Dans ce chapitre, nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisation d'une construction dans le lotissement de villas, avenue chahid sidahmed zitouni, commune deBlida.

Nous avons traité et résumé les résultats des essais in situ et en laboratoire.

II.3 PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

Elle est située au nord de l'Algérie sur les pentes des montagnes de l'Atlantique au sud de la plaine de la Mitidja. La ville de Blida est la capitale de la Mitidja appelée la ville des roses. Elle est bordée au nord par Alger, à l'ouest par Tibaz, au sud par Ain Defla et Médéa, à l'est par Bouira et Boumerdès .

Le site d'étude est situé dans le centre-ville de wilaya de blida a côté de la route sid ahmed zitouni du côté gauche et bordé avec les villa d'autres cotes



Figure II. 1: Localisation du site d'étude (Google Earth)

II 3.1-sismicité

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité

d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques [4] :

- **Zone 0sismicité négligeable;**
- Zone I sismicité faible;
- Zone II a et II b sismicités moyenne;
- Zone III fortesismicité.

Ces zonalités sont représentées sur la figure nII 2carte de zonage sismique".

Nous remarquons que la région, comprenant le site étudié, se trouve dans la "zone III a de fort sismicité". [4]

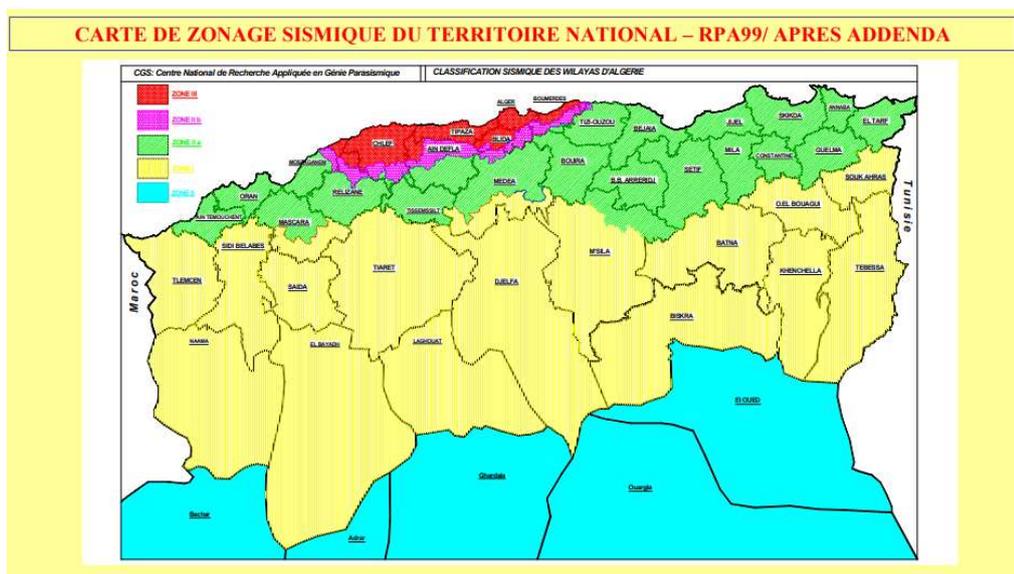


Figure II. 2: Localisation du site d'étude (Google image)

II.4 PROSPECTION ET ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE

La campagne de reconnaissance géotechnique préconisée par le bureau d'étude kera terra A comporté l'exécution des essais suivants :

- Un (01) essai pressiométrique
- Huit (08) essais pénétrométriques
- Trois(3)– essai plt
- Deux(2) essai vp vs
- Quatre)4) essai sondage a la tarière

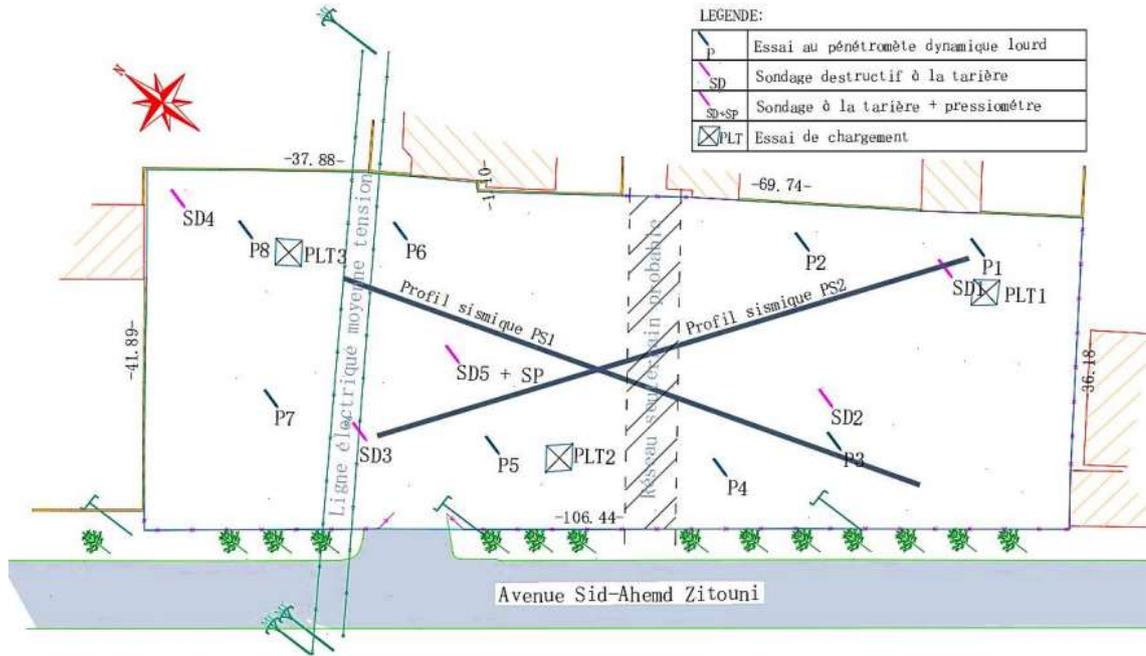
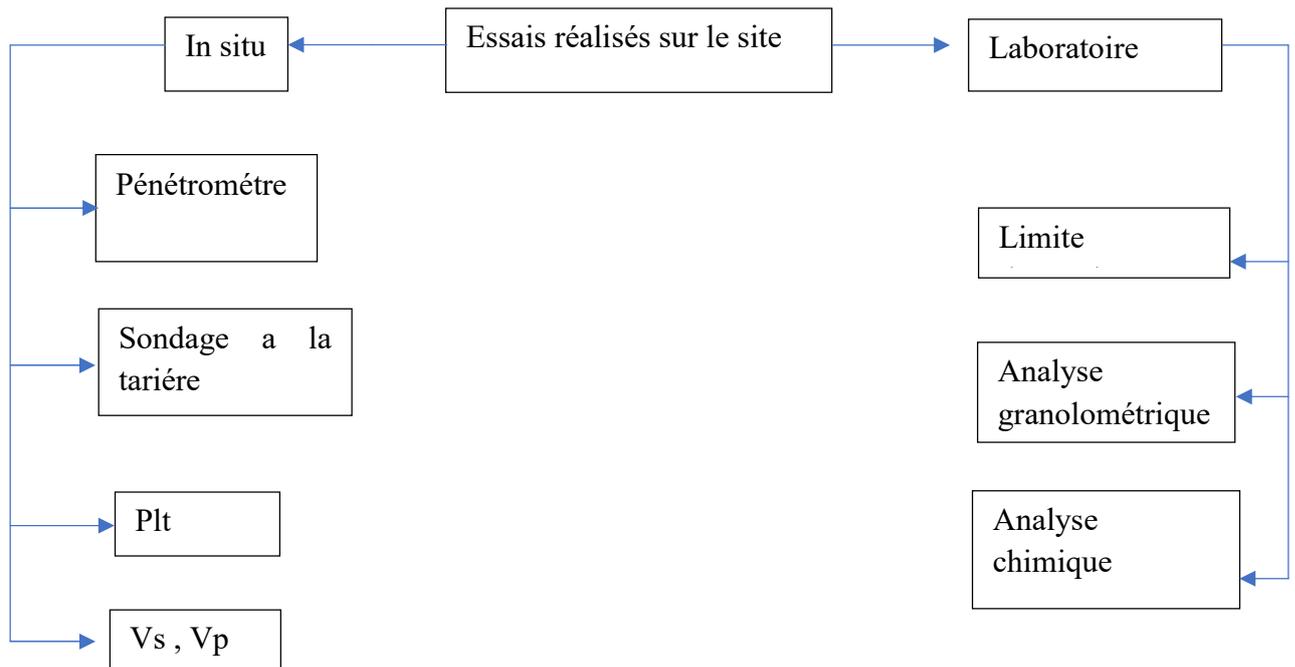


Figure II. 3: position des essais in situ



II.5 Essaisin-situ

II.5.1 Les sondages à la tarière :

Permettent en premier lieu d'identifier la succession des couches de sols, leur profondeur et leur nature.

De plus, les matériaux prélevés entre les spires constituent des échantillons utilisables pour des essais de caractérisation de certaines propriétés des sols du site : échantillons de classe 4 voire 3 permettant de caractériser la granularité, la teneur en eau, l'argilosité et les teneurs en matières organiques. Pour ce faire le diamètre de l'outil doit être adapté aux caractéristiques des sols à prélever : la norme NF EN ISO 22475-1[2], spécifie que la taille des plus gros éléments présents doit être inférieure au 1/3 du diamètre intérieur de l'outil.

Enfin, les tarières constituent un moyen de forage adapté, dans certain type de sol, pour la pose d'équipement : exemple type de la mise en place de piézomètre à l'abri de tarière creuse.



Figure II. 4: sondages à la tarière au site étudié.

Nous avons trois (04) sondages. L'emplacement de ces sondages, notés SD01, SD02 et SD03 et SD04. Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

Tableau II. 1: type d'essais sur échantillon

| N° Sondage | N° et Profondeur échantillon (m) | Type d'essais |
|------------|----------------------------------|---|
| SC 01 | Echantillon Pf.: 0.0 – 9.0 m | - Teneur en eau ; Sédimentométrie - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; |
| SC 02 | Echantillon Pf.: 0,0- 9,00 m | Teneur en eau ; Sédimentométrie - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; |
| SC 03 | Echantillon Pf.:0,00 - 12,00 m | Teneur en eau ; Sédimentométrie - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; |
| SC04 | Echantillon Pf.:0,00 - 10,00 m | Teneur en eau ; Sédimentométrie - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; |

II.5.2 L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est réalisé dans les deux sondages SP01 qui sont localisés aux coordonnées suivantes : Z : 100,48.

Le Tableau représenté les résultats des essais PMT réalisation d'une construction dans avenue chahid sidahmed zitouni. Ces résultats calculées a partir de 2m de profondeur jusqu'à 9 m de profondeur.

Tableau II. 2: résumé des résultats des essais PMT

| Prof (m) | E (bars) | PF(bars) | PL (bars) |
|----------|----------|----------|-----------|
| 2.0 | 1024.06 | 12.63 | 16.52 |
| 3.0 | 1633.72 | 13.72 | 17.69 |
| 4.5 | 1079.60 | 13.72 | 22.23 |
| 6.0 | 805.63 | 8.48 | 28.99 |
| 7.5 | 812.68 | 12.69 | 24.24 |
| 9.0 | 875.32 | 13.94 | 25.45 |

II.5.3 essais au pénétromètre dynamique lourd

L'essai au pénétromètre dynamique lourd (Figure II5) consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un moutontombant d'une hauteur donnée.



Figure II. 5: Essai au Pénétromètre Dynamique Lourde.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N , pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups). Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_d = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

A : Section droite de la pointe.

e : Pénétration moyenne par coup.

G : Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur de chute.

M : Masse du mouton.

M' : Somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guid.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi, tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

- Pointe de diamètre $\phi_p = 50$ mm, de section $A = 19.63$ cm²;
- Mouton de masse $M = 63.5$ kg ;

- Tige de masse $M = 6.1$ kg, de diamètre $\phi_t = 32$ mm et de longueur 1m.

Concernant notre site, nous avons dix (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L.), Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes ci-après donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_d en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_d en bars, en fonction de la profondeur z en mètre.

Tableau II. 3: résumé des résultats des essais Pénétromètre Dynamique Lourd

| Sondage | SC01 | SC02 | SC03 | SC04 | SC05 | SC06 | SC07 | SC08 |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| R_d | 60 | 40 | 30 | 40 | 60 | 80 | 40 | 60 |

Tableau II. 4: résumé des résultats capacité portant admissible

| Sondage | SC01 | SC02 | SC03 | SC04 | SC05 | SC06 | SC07 | SC08 |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Q_{adm} | 3 | 2 | 1.50 | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 |

II.5.4 Les essais de chargement par palier sur plaque (Plate Load Test)

Sont utilisés pour déterminer les caractéristiques de déformation verticale et de résistance du sol et peuvent permettre d'estimer la capacité portante ultime, la résistance au cisaillement et le module de réaction du sol dans les conditions in situ au niveau de l'ancrage du futur bâtiment.

Matériels :

- Contrepoids (camion chargé 26t toléré, chargé à ~30t),
- Plaque circulaire d'un diamètre de 650mm,
- Vérin hydraulique & Pompe hydraulique,
- 03 Compresseurs.

| Désignation | Marque | Référence | |
|---------------------------------------|---------|-----------|---|
| VERIN Simple effet 95T | ENERPAC | RC 1006 |  |
| Pompe à Main | ENERPAC | P801 |  |
| Manomètre avec adaptateur | ENERPAC | GA45GC |  |
| 02 Compérateurs 30mm/0,01mm | | MT2050E |  |
| 01 Compérateur Mécanique 100mm/0,01mm | | MT2051E | |

Figure II. 6: Matériels de essais Plate Load Test

Le « système de charge de réaction » est nécessaire, qui peut mettre en œuvre de plusieurs manières, le plus souvent par un élément (camions ou engins lourds) qui restera stable tout au long de l'essai. Selon la méthodologie suivante :

- Préparer la zone d'essai et la profondeur du test,
- Placer la plaque sur une fine couche de sable sec et propre pour produire une surface de niveau,
- Placer les 3 comparateurs séparément à 120° sur la plaque pour qu'il y ait une juste mesure du tassement sur toute la plaque,
- Pompe hydraulique reliée à un vérin hydraulique via un tuyau haute pression pour applique la charge,
- Applique la charge sur la plaque par incrément égaux jusqu'à atteindre la charge maximale après le déchargement en libérée dans 3 étapes, et un 2ème cycle de

chargement supplémentaire doit être effectué jusqu'à l'avant dernière étape du 1er cycle,

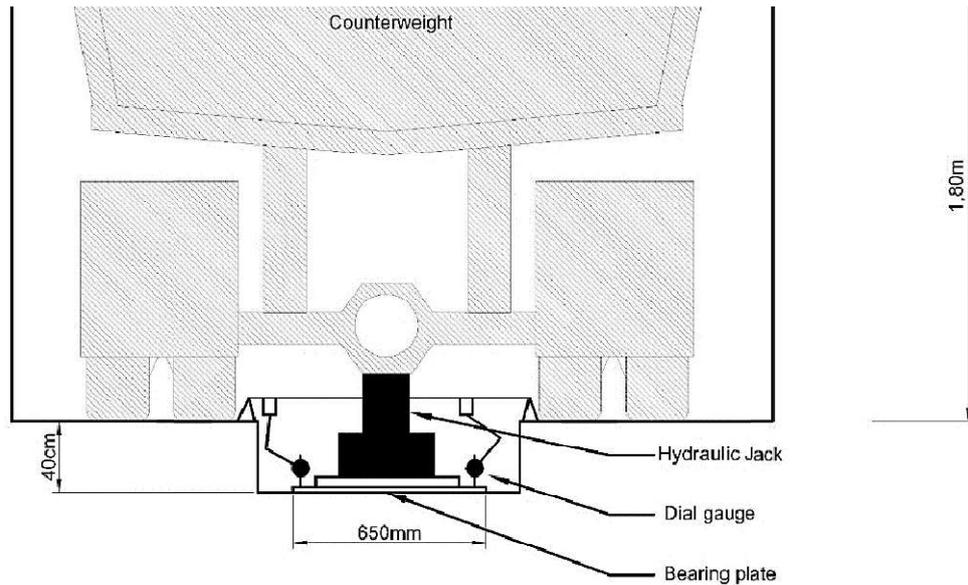


Figure II. 7: Schéma du dispositif de l'essai PLT.

Tableau II. 5: Caractéristiques des essais de chargement.

| N°PLT | Côte du T.N* | Prof. De la fouille | Côte de l'essai* | Date de l'essai |
|-------------|----------------|---------------------|------------------|-------------------|
| [-] | [m] | [m] | [m] | [-] |
| PLT1 | +101,69 | -1,4 | +100,3 | 09/08/2020 |
| PLT2 | +101,74 | -1,8 | +98,9 | 28/07/2020 |
| PLT3 | +100,44 | -1,5 | +98,9 | 09/08/2020 |

Dont les résultats sont donnés ci-après

Tableau II. 6: résumé des résultats de essais PLT1

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 09:05 | | 0 | 0 | 0 | 0 | 92,26 | 23,49 | 25,04 | | | | | |
| 0 | 0 | 11,11 | 95 | 3 | 23,6 | 90,75 | 20,76 | 23,84 | 1,813 | | | | |
| 0,25 | 15sec | | | | | 90,74 | 20,75 | 23,82 | 1,827 | | | | |
| 0,5 | 30sec | | | | | 90,7 | 20,75 | 23,81 | 1,843 | | | | |
| 0,75 | 45sec | | | | | 90,7 | 20,75 | 23,81 | 1,843 | | | | |
| 1 | 60sec | | | | | 90,7 | 20,75 | 23,81 | 1,843 | | | | |
| 2 | 120sec | | | | | 90,7 | 20,75 | 23,81 | 1,843 | | | | |
| 4 | 4min | | | | | 90,69 | 20,75 | 23,81 | 1,847 | | | | |
| 6 | 6min | | | | | 90,65 | 20,75 | 23,8 | 1,863 | | | | |
| 10 | 10min | | | | | 90,65 | 20,75 | 23,8 | 1,863 | | | | |
| 15 | 15min | | | | | 90,64 | 20,75 | 23,8 | 1,867 | | | | |
| 20 | 20min | | | | | 90,64 | 20,75 | 23,8 | 1,867 | | | | |
| 21 | 0 | | | | | 22,22 | 190 | 6 | 47,3 | 88,65 | 18,77 | 21,22 | 4,050 |
| 21,25 | 15sec | | | | | | | | | 88,58 | 18,75 | 21,2 | 4,087 |
| 21,5 | 30sec | 88,55 | 18,73 | 21,19 | 4,107 | | | | | | | | |
| 21,75 | 45sec | 88,53 | 18,72 | 21,17 | 4,123 | | | | | | | | |
| 22 | 60sec | 88,52 | 18,71 | 21,16 | 4,133 | | | | | | | | |
| 23 | 120sec | 88,51 | 18,7 | 21,15 | 4,143 | | | | | | | | |
| 25 | 4min | 88,48 | 18,69 | 21,13 | 4,163 | | | | | | | | |
| 27 | 6min | 88,45 | 18,68 | 21,12 | 4,180 | | | | | | | | |
| 31 | 10min | 88,44 | 18,67 | 21,11 | 4,190 | | | | | | | | |
| 36 | 15min | 88,42 | 18,66 | 21,1 | 4,203 | | | | | | | | |
| 41 | 25min | 88,39 | 18,66 | 21,1 | 4,213 | | | | | | | | |
| 42 | 0 | 33,33 | 285 | 9 | 70,9 | 85,95 | 15,62 | 18,49 | 6,910 | | | | |
| 42,25 | 15sec | | | | | 85,84 | 15,52 | 18,39 | 7,013 | | | | |
| 42,5 | 30sec | | | | | 85,76 | 15,46 | 18,36 | 7,070 | | | | |
| 42,75 | 45sec | | | | | 85,73 | 15,42 | 18,3 | 7,113 | | | | |
| 43 | 60sec | | | | | 85,71 | 15,4 | 18,28 | 7,133 | | | | |
| 44 | 120sec | | | | | 85,66 | 15,33 | 18,2 | 7,200 | | | | |
| 46 | 4min | | | | | 85,59 | 15,24 | 18,13 | 7,277 | | | | |
| 48 | 6min | | | | | 85,56 | 15,21 | 18,1 | 7,307 | | | | |
| 52 | 10min | | | | | 85,53 | 15,18 | 18,06 | 7,340 | | | | |
| 57 | 15min | | | | | 85,5 | 15,13 | 18,03 | 7,377 | | | | |

| | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|-------|-----|----|-------|-------|-------|-------|--------|
| 78 | 10min | | | | | 82,54 | 9,57 | 15,04 | 11,280 |
| 83 | 15min | | | | | 82,28 | 9,49 | 14,96 | 11,353 |
| 93 | 25min | | | | | 82,21 | 9,38 | 14,87 | 11,443 |
| 94 | 0 | | | | | 78,48 | 6,08 | 9,98 | 15,417 |
| 94,25 | 15sec | | | | | 78,3 | 5,8 | 9,76 | 15,643 |
| 94,5 | 30sec | | | | | 78,23 | 5,65 | 9,6 | 15,770 |
| 94,75 | 45sec | | | | | 78,15 | 5,54 | 9,49 | 15,870 |
| 95 | 60sec | | | | | 78,1 | 5,47 | 9,42 | 15,933 |
| 96 | 120sec | 55,56 | 475 | 16 | 118,2 | 77,97 | 5,24 | 9,23 | 16,117 |
| 98 | 4min | | | | | 77,84 | 5 | 9 | 16,317 |
| 100 | 6min | | | | | 77,76 | 4,86 | 8,88 | 16,430 |
| 104 | 10min | | | | | 77,68 | 4,69 | 8,74 | 16,560 |
| 109 | 15min | | | | | 77,61 | 4,56 | 8,62 | 16,667 |
| 119 | 25min | | | | | 77,5 | 4,39 | 8,46 | 16,813 |
| 120 | 0 | | | | | 76,1 | / | 6,15 | 18,668 |
| 120,25 | 15sec | | | | | 75,8 | / | 5,9 | 18,943 |
| 120,5 | 30sec | | | | | 75,65 | / | 5,71 | 19,113 |
| 120,75 | 45sec | | | | | 75,51 | / | 5,59 | 19,243 |
| 121 | 60sec | | | | | 75,4 | / | 5,49 | 19,348 |
| 122 | 120sec | 66,67 | 570 | 19 | 141,8 | 75,17 | / | 5,25 | 19,583 |
| 124 | 4min | | | | | 74,9 | / | 4,95 | 19,868 |
| 126 | 6min | | | | | 74,75 | / | 4,79 | 20,023 |
| 130 | 10min | | | | | 74,55 | / | 4,56 | 20,238 |
| 135 | 15min | | | | | 74,41 | / | 4,41 | 20,383 |
| 145 | 25min | | | | | 74,24 | / | 4,2 | 20,573 |
| Nouveau lecture | | | | | | 74,49 | 13,93 | 8,95 | 20,573 |
| 146 | 0 | | | | | 71,18 | 7,36 | 4,41 | 25,380 |
| 146,25 | 15sec | | | | | 70,87 | 7,04 | 4,14 | 25,680 |
| 146,5 | 30sec | | | | | 70,68 | 6,78 | 3,9 | 25,910 |
| 146,75 | 45sec | | | | | 70,49 | 6,62 | 3,72 | 26,087 |
| 147 | 60sec | | | | | 70,35 | 6,47 | 3,6 | 26,223 |
| 148 | 120sec | 77,78 | 665 | 22 | 165,5 | 69,95 | 6,03 | 3,15 | 26,653 |
| 150 | 4min | | | | | 69,57 | 5,6 | 2,72 | 27,067 |
| 152 | 6min | | | | | 69,39 | 5,41 | 2,52 | 27,257 |
| 156 | 10min | | | | | 69,09 | 5,09 | 2,19 | 27,573 |
| 161 | 15min | | | | | 68,83 | 4,8 | 1,9 | 27,853 |
| 171 | 25min | | | | | 68,52 | 4,45 | 0,55 | 28,523 |
| 172 | 0 | | | | | 65,25 | / | / | 31,793 |
| 88,89 | | | | | | 760 | 25 | 189,1 | |
| 172,5 | 30sec | | | | | 64,84 | / | / | 32,203 |
| 172,75 | 45sec | | | | | 64,7 | / | / | 32,343 |
| 173 | 60sec | | | | | 64,59 | / | / | 32,453 |
| 174 | 120sec | | | | | 64,22 | / | / | 32,823 |
| 176 | 4min | | | | | 63,78 | / | / | 33,263 |
| 178 | 6min | | | | | 63,51 | / | / | 33,533 |
| 182 | 10min | | | | | 63,15 | / | / | 33,893 |
| 187 | 15min | | | | | 62,85 | / | / | 34,193 |
| 197 | 25min | | | | | 62,49 | / | / | 34,553 |
| 198 | 0 | | | | | 61,49 | / | / | 35,553 |
| 198,25 | 15sec | | | | | 61,35 | / | / | 35,693 |
| 198,5 | 30sec | | | | | 61,25 | / | / | 35,793 |
| 198,75 | 45sec | | | | | 61,14 | / | / | 35,903 |
| 199 | 60sec | | | | | 61,03 | / | / | 36,013 |
| 200 | 120sec | 100 | 855 | 34 | 230 | 60,75 | / | / | 36,293 |
| 202 | 4min | | | | | 60,37 | / | / | 36,673 |
| 204 | 6min | | | | | 60,11 | / | / | 36,933 |
| 208 | 10min | | | | | 59,75 | / | / | 37,293 |
| 213 | 15min | | | | | 59,48 | / | / | 37,563 |
| 223 | 25min | | | | | 59,07 | / | / | 37,973 |

Tableau II. 7: résumé des résultats de essais PLT 2

| | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|------|-----|---|------|-------|-------|-------|-------|
| | 0 | | | | | 30,3 | 29,95 | 34,05 | 0,470 |
| | 15sec | | | | | 30,3 | 29,92 | 34,05 | 0,480 |
| | 30sec | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,05 | 0,483 |
| | 45sec | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,05 | 0,483 |
| | 60sec | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,05 | 0,483 |
| | 120sec | 12,5 | 95 | 3 | 23,6 | 30,29 | 29,92 | 34,05 | 0,483 |
| | 4min | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,02 | 0,490 |
| | 6min | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,02 | 0,493 |
| | 10min | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,02 | 0,493 |
| | 15min | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,02 | 0,493 |
| | 20min | | | | | 30,29 | 29,92 | 34,02 | 0,493 |
| Nouveau lecture | | | | | | 29,01 | 30,88 | 34,02 | 0,493 |
| | 0 | | | | | 29,04 | 29,94 | 32,9 | 1,170 |
| | 15sec | | | | | 29 | 29,94 | 32,9 | 1,183 |
| | 30sec | | | | | 29 | 29,94 | 32,9 | 1,183 |
| | 45sec | | | | | 29 | 29,94 | 32,9 | 1,183 |
| | 60sec | | | | | 29 | 29,94 | 32,9 | 1,183 |
| | 120sec | 25 | 190 | 5 | 47,3 | 29 | 29,95 | 32,9 | 1,180 |
| | 4min | | | | | 28,98 | 29,93 | 32,88 | 1,200 |
| | 6min | | | | | 28,98 | 29,92 | 32,88 | 1,203 |
| | 10min | | | | | 28,97 | 29,91 | 32,87 | 1,213 |
| | 15min | | | | | 28,96 | 29,9 | 32,85 | 1,227 |
| | 20min | | | | | 28,96 | 29,9 | 32,85 | 1,227 |
| | 0 | | | | | 26,79 | 27,25 | 31,71 | 3,213 |
| | 15sec | | | | | 26,71 | 27,19 | 31,7 | 3,263 |
| | 30sec | | | | | 26,69 | 27,15 | 31,68 | 3,290 |
| | 45sec | | | | | 26,66 | 27,14 | 31,66 | 3,310 |
| | 60sec | | | | | 26,64 | 27,11 | 31,65 | 3,330 |
| | 120sec | 37,5 | 285 | 9 | 70,9 | 26,62 | 27,09 | 31,63 | 3,350 |
| | 4min | | | | | 26,6 | 27,05 | 31,6 | 3,380 |
| | 6min | | | | | 26,56 | 27,01 | 31,58 | 3,413 |
| | 10min | | | | | 26,54 | 26,98 | 31,55 | 3,440 |
| | 15min | | | | | 26,51 | 26,95 | 31,54 | 3,463 |
| | 25min | | | | | 26,48 | 26,92 | 31,51 | 3,493 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|
| | 25min | | | | | 24,62 | 25,23 | 25,79 | 5,250 | | | | |
| | 0 | 62,5 | 475 | 16 | 118,2 | 22,35 | 23,15 | 23,55 | 6,780 | | | | |
| | 15sec | | | | | 22,1 | 23,05 | 23,48 | 6,920 | | | | |
| | 30sec | | | | | 22,01 | 21,95 | 22,42 | 7,337 | | | | |
| | 45sec | | | | | 21,92 | 22,88 | 23,37 | 7,073 | | | | |
| | 60sec | | | | | 21,85 | 22,8 | 23,34 | 7,133 | | | | |
| | 120sec | | | | | 21,8 | 22,76 | 23,29 | 7,180 | | | | |
| | 4min | | | | | 21,65 | 22,65 | 23,2 | 7,297 | | | | |
| | 6min | | | | | 21,55 | 22,55 | 23,13 | 7,337 | | | | |
| | 10min | | | | | 21,45 | 22,45 | 23,04 | 7,483 | | | | |
| | 15min | | | | | 21,37 | 22,39 | 23,09 | 7,547 | | | | |
| | 25min | | | | | 21,27 | 22,28 | 23,0 | 7,647 | | | | |
| | 0 | | | | | 75 | 570 | 19 | 141,8 | 19,9 | 21,1 | 21,7 | 8,897 |
| | 15sec | | | | | | | | | 19,75 | 21 | 21,67 | 8,990 |
| | 30sec | 19,65 | 20,95 | 21,65 | 9,047 | | | | | | | | |
| | 45sec | 19,59 | 20,9 | 21,61 | 9,097 | | | | | | | | |
| | 60sec | 19,55 | 20,85 | 21,58 | 9,137 | | | | | | | | |
| | 120sec | 19,34 | 20,66 | 21,43 | 9,320 | | | | | | | | |
| | 4min | 19,18 | 20,5 | 21,38 | 9,477 | | | | | | | | |
| | 6min | 19,06 | 20,45 | 21,31 | 9,723 | | | | | | | | |
| | 10min | 18,88 | 20,31 | 21,1 | 9,857 | | | | | | | | |
| | 15min | 18,76 | 20,19 | 21,01 | 9,977 | | | | | | | | |
| | 25min | 18,59 | 20,04 | 20,9 | 10,120 | | | | | | | | |
| Nouveau lecture | | | | | | | | | | 16,71 | 18,15 | 26,57 | 10,120 |
| | 0 | 87,5 | 665 | 22 | 165,5 | | | | | 15,9 | 16,25 | 26,3 | 11,113 |
| | 15sec | | | | | 15,9 | 16,25 | 26,2 | 11,147 | | | | |
| | 30sec | | | | | 15,9 | 16,25 | 26,15 | 11,163 | | | | |
| | 45sec | | | | | 15,9 | 16,25 | 26,08 | 11,187 | | | | |
| | 60sec | | | | | 15,9 | 16,25 | 26 | 11,213 | | | | |
| | 120sec | | | | | 15,9 | 16,25 | 25,8 | 11,280 | | | | |
| | 4min | | | | | 15,9 | 16,25 | 25,6 | 11,347 | | | | |
| | 6min | | | | | 15,9 | 16,25 | 25,46 | 11,393 | | | | |
| | 10min | | | | | 15,9 | 16,25 | 25,25 | 11,463 | | | | |
| | 15min | | | | | 15,9 | 16,25 | 25,08 | 11,520 | | | | |
| | 25min | | | | | 15,9 | 16,32 | 24,85 | 11,573 | | | | |
| | 0 | | | | | 100 | 760 | 25 | 189,1 | / | / | 23,05 | 13,373 |
| | 15sec | | | | | | | | | / | / | 23,05 | 13,373 |
| | 30sec | / | / | 23,05 | 13,373 | | | | | | | | |
| | 45sec | / | / | 23,04 | 13,383 | | | | | | | | |
| | 60sec | / | / | 23,03 | 13,393 | | | | | | | | |
| | 120sec | / | / | 23,01 | 13,413 | | | | | | | | |
| | 4min | / | / | 22,96 | 13,463 | | | | | | | | |
| | 6min | / | / | 22,93 | 13,493 | | | | | | | | |
| | 10min | / | / | 22,88 | 13,543 | | | | | | | | |
| | 15min | / | / | 22,84 | 13,583 | | | | | | | | |
| | 25min | / | / | 22,77 | 13,653 | | | | | | | | |
| Nouveau lecture | | | | | | 29 | 23,1 | 30,15 | 13,653 | | | | |
| | 0 | 85,5 | 28 | 215 | 26,8 | 26,5 | 30,52 | 14,630 | | | | | |
| | 15sec | | | | 26,7 | 26,55 | 30,9 | 14,687 | | | | | |
| | 30sec | | | | 26,57 | 26,5 | 30,88 | 14,753 | | | | | |
| | 45sec | | | | 26,49 | 26,47 | 30,88 | 14,790 | | | | | |
| | 60sec | | | | 26,43 | 26,44 | 30,88 | 14,820 | | | | | |
| | 120sec | | | | 26,2 | 26,3 | 30,88 | 14,943 | | | | | |
| | 4min | | | | 25,85 | 26,12 | 30,88 | 15,120 | | | | | |
| | 6min | | | | 25,5 | 25,9 | 30,88 | 15,310 | | | | | |
| | 10min | | | | 25,25 | 25,75 | 30,88 | 15,443 | | | | | |
| | 15min | | | | 24,97 | 25,55 | 30,88 | 15,620 | | | | | |
| | 25min | | | | 24,48 | 25,3 | 30,88 | 15,850 | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|-----------------|--------|------|----|-----|-------|-------|-------|--------|--------|
| | 120sec | | | | | / | / | 23,01 | 13,413 |
| | 4min | | | | | / | / | 22,96 | 13,463 |
| | 6min | | | | | / | / | 22,93 | 13,493 |
| | 10min | | | | | / | / | 22,88 | 13,543 |
| | 15min | | | | | / | / | 22,84 | 13,583 |
| | 25min | | | | | / | / | 22,77 | 13,653 |
| Nouveau lecture | | | | | | 29 | 23,1 | 30,15 | 13,653 |
| | 0 | 85,5 | 28 | 215 | 26,8 | 26,5 | 30,52 | 14,630 | |
| | 15sec | | | | 26,7 | 26,55 | 30,9 | 14,687 | |
| | 30sec | | | | 26,57 | 26,5 | 30,88 | 14,753 | |
| | 45sec | | | | 26,49 | 26,47 | 30,88 | 14,790 | |
| | 60sec | | | | 26,43 | 26,44 | 30,88 | 14,820 | |
| | 120sec | | | | 26,2 | 26,3 | 30,88 | 14,943 | |
| | 4min | | | | 25,85 | 26,12 | 30,88 | 15,120 | |
| | 6min | | | | 25,5 | 25,9 | 30,88 | 15,310 | |
| | 10min | | | | 25,25 | 25,75 | 30,88 | 15,443 | |
| | 15min | | | | 24,97 | 25,55 | 30,88 | 15,620 | |
| | 25min | | | | 24,48 | 25,3 | 30,88 | 15,850 | |

Tableau II. 8: résumé des résultats de essais PLT 3

| | | | | | | |
|-------|--------|------|-----|---|------|------|
| 2 | 120sec | 12,5 | 95 | 3 | 23,6 | / |
| 4 | 4min | | | | | / |
| 6 | 6min | | | | | / |
| 10 | 10min | | | | | / |
| 15 | 15min | | | | | / |
| 20 | 20min | | | | | / |
| 21 | 0 | 25 | 190 | 5 | 47,3 | / |
| 21,25 | 15sec | | | | | / |
| 21,5 | 30sec | | | | | / |
| 21,75 | 45sec | | | | | / |
| 22 | 60sec | | | | | / |
| 23 | 120sec | | | | | / |
| 25 | 4min | | | | | / |
| 27 | 6min | | | | | / |
| 31 | 10min | | | | | / |
| 36 | 15min | | | | | / |
| 41 | 25min | | | | | / |
| 27,73 | | | | | | 37,5 |
| 42 | 0 | / | | | | |
| 42,25 | 15sec | / | | | | |
| 42,5 | 30sec | / | | | | |
| 42,75 | 45sec | / | | | | |
| 43 | 60sec | / | | | | |
| 44 | 120sec | / | | | | |
| 46 | 4min | / | | | | |
| 48 | 6min | / | | | | |

| | | | | | | |
|--------|--------|------|-----|----|-------|-------|
| 94,5 | 30sec | | | | | 26,16 |
| 94,75 | 45sec | | | | | 26,15 |
| 95 | 60sec | | | | | 26,15 |
| 96 | 120sec | 62,5 | 475 | 16 | 118,2 | 26,14 |
| 98 | 4min | | | | | 26,13 |
| 100 | 6min | | | | | 26,12 |
| 104 | 10min | | | | | 26,12 |
| 109 | 15min | | | | | 26,12 |
| 119 | 25min | | | | | 26,12 |
| 120 | 0 | | | | | 25,88 |
| 120,25 | 15sec | | | | | 25,85 |
| 120,5 | 30sec | | | | | 25,84 |
| 120,75 | 45sec | | | | | 25,84 |
| 121 | 60sec | | | | | 25,82 |
| 122 | 120sec | 75 | 570 | 19 | 141,8 | 25,79 |
| 124 | 4min | | | | | 25,75 |
| 126 | 6min | | | | | 25,74 |
| 130 | 10min | | | | | 25,7 |
| 135 | 15min | | | | | 25,68 |
| 145 | 25min | | | | | 25,65 |
| 146 | 0 | | | | | 25,36 |
| 146,25 | 15sec | | | | | 25,35 |
| 146,5 | 30sec | | | | | 25,34 |
| 146,75 | 45sec | | | | | 25,33 |
| 147 | 60sec | | | | | 25,32 |
| 148 | 120sec | 87,5 | 665 | 22 | 165,5 | 25,31 |
| 150 | 4min | | | | | 25,29 |
| 152 | 6min | | | | | 25,27 |
| 156 | 10min | | | | | 25,26 |
| 161 | 15min | | | | | 25,24 |
| 171 | 25min | | | | | 25,22 |
| 172 | 0 | | | | | 24,93 |
| 172,25 | 15sec | | | | | 24,93 |
| 172,5 | 30sec | 100 | 760 | 25 | 189,1 | 24,93 |
| 173 | 60sec | | | | | 24,93 |
| 174 | 120sec | | | | | 24,93 |
| 176 | 4min | | | | | 24,92 |
| 178 | 6min | | | | | 24,9 |
| 182 | 10min | | | | | 24,89 |
| 187 | 15min | | | | | 24,88 |
| 197 | 25min | | | | | 24,86 |

II.5.5 RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE PAR METHODES SISMIQUES DE SURFACE

La figure 2 illustre l'implantation des profils sismiques réalisés sur ce site.

Deux profils ont été réalisés, PS1 (Réfraction -P/S- & MASW/ReMi), PS2 (Réfraction -P- et MASW/ReMi).

Chaque base sismique est composée de 24 géophones espacés de 3 mètres.



Figure II. 8: Summit X Stream Pro (DMT)

II. 5.5.1-Méthodologie d'acquisition

L'acquisition de la sismique réfraction est réalisée avec des dispositifs de 24 géophones avec un espacement inter géophone de 3m, les tirs offset sont réalisés à 2.5m et 10m de part et d'autre du profil, les autres tirs sont réalisés entre les géophones 6 et 7, 12 et 13, 18 et 19 et 19.

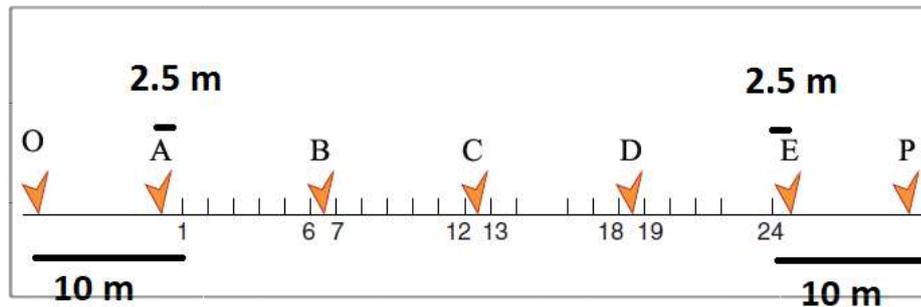


Figure II. 9: Dispositif de 24 géophones (1 à 24) ; O, A, B, C, D, E, P représentent les points de tirs.

- O : Tir offset à 10m du géophone 1.
- A: Tir direct à 2.5m avant le 1er géophone.
- B : Tir entre les géophones 6 et 7.
- C : Tir entre les géophones 12 et 13.
- D : Tir entre les géophones 18 et 19.
- E: Tir inverse à 2.5m du 24ème géophone.
- P: Tir offset à 10m du géophone 24.

Pour l'acquisition MASW & ReMi* nous avons utilisé le même dispositif de 24 géophones. Les tirs sont réalisés à 2m et 6m de part et d'autre du profil.

II. 5.5.2-INTERPRETATION DES PROFILS SISMIQUES

PROFIL SISMIQUE 1

L'inversion des temps des arrivées des ondes sismiques a mis en évidence 2 terrains d'un point de vue sismique :

- Un premier terrain peu compact superficiel d'une épaisseur moyenne de 5 m qui se rétrécit vers le nord (~3 m), la vitesse des ondes de compression dans ce terrain varie entre 690 et 900 m/s, et celle des ondes de cisaillement ne dépasse pas les 430 m/s.
- La vitesse des ondes sismiques (P & S respectivement) dans la deuxième couche varie entre 1130 et 1370 m/s, et entre 570 et 650 m/s.

Vu la difficulté du picking sur les géophones lointains (bruit urbain important), la profondeur du deuxième réfracteur a été estimée à un minimum de 12m.

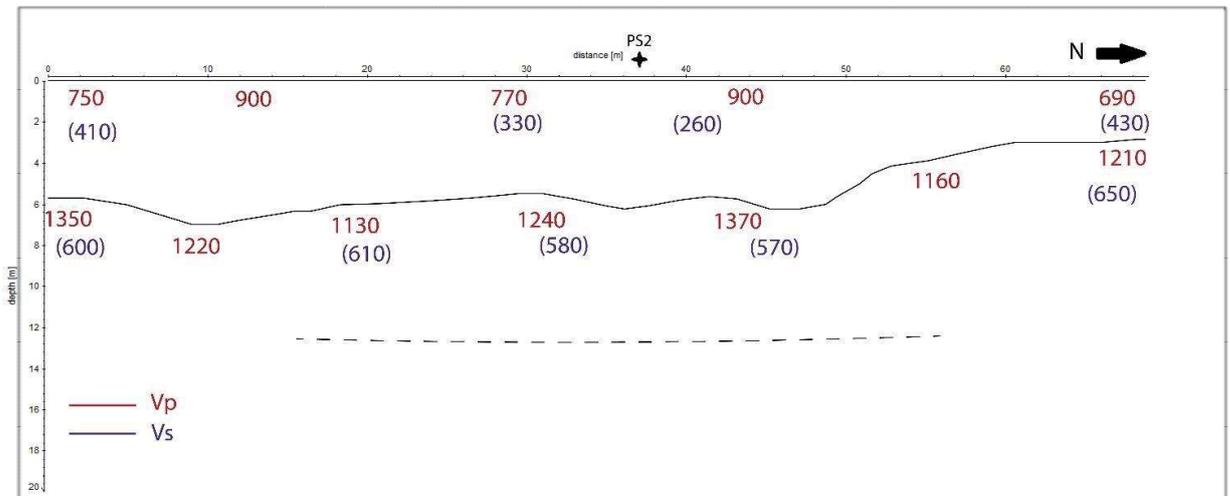


Figure II. 10: INTERPRETATION DES PROFILS SISMIQUES

Le tableau 02 montre les vitesses de cisaillement Vs en fonction de la profondeur comme suit :

Tableau II. 9: Les vitesses des ondes S en fonction de la profondeur au profil MASW N-S.

| Couche (m) | Vs (m/s) |
|------------|----------|
| 0 à 4 | 390 |
| 4 à 14 | 500 |
| 14 à 21 | 750 |
| 21 et + | 920 |

II.6 Essais en laboratoire :

II.6.1 Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les "limites d'Atterberg".

Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement (figure 4.1) qui séparent les trois (03) états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notée w_L , celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée w_P .



Figure II. 11: Essai de limites d'Atterberg.

Tableau II. 10: résumé des résultats de Essai de limites d'Atterberg.

| Mesure | SC01 | SC02 | SC03 | SC04 |
|------------------|-------|------|-------|-------|
| Nombre de coups | 25 | 25 | 25 | 25 |
| Teneurs en eau % | 16.21 | | 14.97 | 20.66 |

Tableau II. 11: résumé des résultats de Essai de limites d'Atterberg.

| Nombre de sondage | w_L % | w_P % | I_p % | I_c |
|-------------------|---------|---------|---------|-------|
| SC01 | 30 | 22 | 8 | 1.71 |

| | | | | |
|------|----|----|---|------|
| SC02 | 27 | 21 | 6 | |
| SC03 | 31 | 23 | 8 | 1.95 |
| SC04 | 28 | 22 | 6 | 1.27 |

II.6.2 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations:

Le tamisage :

L'analyse granulométrique par tamisage se fait pour les particules du sol de dimensions supérieures à ou égale à 80 micromètres. Elle consiste à tamiser l'échantillon de sol sec de masse "m" par une série de tamis superposés (figure 5.1) de diamètres décroissants de haut en bas. On mesure les masses de sol retenues par les différents tamis (appelées refus) et on en déduit les masses de sol ayant traversé les tamis (appelés tamisas).



Figure II. 12: Granulométrie par tamisage. (Série de tamis).

Les résultats de cette analyse sont traduits sous forme de courbe, dite "courbe granulométrique", tracée dans un repère semi-logarithmique, d'ordonnée les tamisas exprimés en pourcentage (%) et d'abscisse les diamètres des tamis en mm.

La sédimentométrie :

L'analyse granulométrique par sédimentométrie (figure 5.2) se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter. En se basant sur la loi de Stokes, qui donne la vitesse d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux, on calcule les diamètres des particules " D_y " et les pourcentages y correspondants.

De même que pour l'analyse granulométrique par tamisage, les résultats permettent de tracer la courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80 µ m.



Figure II. 13: Granulométrie par sédimentométrie (Eprouvette et agitateur).

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $C_u = D_{60}/D_{10}$
- Le coefficient de courbure : $C_c = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$

(D_n étant le diamètre des grains pour lequel sont inférieurs n% des grains).

Il est à signaler que l'analyse granulométrique, par tamisage ou par sédimentométrie, s'effectue sur des échantillons remaniés.

Pour le site étudié, nous avons quatre (04) analyses granulométriques, dont les résultats sont donnés ci-après.

Tableau II. 12: résumé des résultats de sédimentométrie

| Sondage | Profondeur | M 80% | 2mm% | Cu | Cc |
|---------|-------------|--------|--------|----|----|
| SC01 | 3.2m—3.5m | 87.01% | 98.58% | | |
| SC02 | 5.00m--5.3m | 70.98% | 96.76% | | |
| SC03 | 4.7m--5m | 29.77% | 52.86% | | |
| SC04 | 8.0m—8.6m | 86.88% | 97.16% | | |

Essais d'analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site, les résultats sont donnés au tableau n°(...) suivant :

Tableau II. 13: résumé des résultats de Essais d'analyse chimique

| Projet | Sondage | Profondeur m | Mg/kg SO ₄ ²⁻ | % chlorures | PH |
|--------|---------|--------------|-------------------------------------|-------------|----|
|--------|---------|--------------|-------------------------------------|-------------|----|

| | | | | | |
|--|------|-----------|-------|--------|------|
| Villas promotionnel a AVE Sidahmed zitouni-Blida | SD01 | 1.50/1.80 | Trace | 0,5502 | 7.64 |
|--|------|-----------|-------|--------|------|

Interprétation :

Selon la DTR BE1.31 :

Tableau II. 14: résumé des résultats de Essais d'analyse chimique

| | | | |
|----|-----|---------------|----------------------------|
| pH | > 7 | Non agressive | pas de mesure particulière |
|----|-----|---------------|----------------------------|

Selon la norme NA 778 de 2010 relatif à la norme NFT 18-011 (Juin 2009). L'échantillon est classé comme suit :

Tableau II. 15: résumé des résultats de Essais d'analyse chimique

| Spécification Sulfates mg/kg | Classe D'agressivité | Niveau De protection |
|------------------------------|----------------------|--------------------------------------|
| < 2000 | Non Agressive | pas de recommandations particulières |

Interprétation des essais en laboratoire :

Classification de sol :

Cet indice permet d'apprécier l'état de consistance du sol argileux , comme le montre le tableau

Une grandeur assez courante en pratique est la teneur en eau correspondant a la saturation des vides par l'eau , soit w_{sat} . la teneur en eau naturelle du sol ne peut dépasser la teneur en eau de saturation que dans le cas du gonflement d'un sol argileux .

Marges de consistance et de plasticité des sols argileux :

Tableau II. 16: Marges de consistance et de plasticité des sols argileux

| | | | | | | |
|---------------|---------|------------|----------|----------|------------|--------|
| Ic | < 0 | 0-0.25 | 0.25-0.5 | 0.5-0.75 | 0.75-1.0 | >1.0 |
| consistance | liquide | Très molle | molle | ferme | Très ferme | Dure |
| Etat physique | liquide | Plastique | | | | solide |

Sondage 01 : $I_c = 1.71 > 0.1$ donc la consistance due et l'Etat physique solide

Sondage 03 : $I_c = 1.95 > 0.1$ donc la consistance due et l'Etat physique solide

Sondage 04 : $I_c = 1.27 > 0.1$ donc la consistance due et l'Etat physique solide

On peut classer le sol pulvérulent selon la valeur de son indice de densité , comme le montre le tableau ...

Tableau II. 17: état de densité des sols pulvérulents .

| | | | | | |
|--------|------|-------|-------|-------|--------|
| Id (%) | 0-20 | 20-40 | 40-60 | 60-80 | 80-100 |
|--------|------|-------|-------|-------|--------|

| | | | | | |
|---------|------------|-------|-------|-------|------------|
| Densité | Très lâche | Lâche | Moyen | Dense | Très dense |
|---------|------------|-------|-------|-------|------------|

- $$Id = \frac{E_{max}-E}{E_{max}-E_{min}}$$

$E_{max} = 0.92$

$E_{min} = 0.35$

$E = \frac{\nu_s}{\nu_d} - 1$

$E = 0.5$

En représenté dans équation

En trouve : $Id = 0.73 \rightarrow Id = 73\%$

Selon le tableau Etat de densité des sols pulvérulents

Le sole entre 60-80% alors le sole et dense

Classification des sols Selon leurs propriétés mécaniques

$P_1 = 22.52 \text{ bars} \rightarrow 2.52 \text{ MPA}$

Alors $PL > 2.5$

La classe de sol est argiles très fermes a dures

La classification d'un sol a pour objectif de regrouper dans une même catégorie les sols ayant les mêmes caractéristiques physiques. La classification proposée par Casagrande (1948) a été adoptée par les américains dans le système unifié U.S.C.S. (Unified Soil Classification

System). La classification Française, proposée par le L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), s'inspire de cette dernière et se base sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg ainsi que la teneur en matière organique T.M.O.

Les résultats de la classification des sols du site de notre projet sont donnés sur le tableau

Tableau II. 18: Résultats de la classification des sols du site.

| Sondage | Prof(m) | M 80 % | M 2mm % | WL | IP | Classe |
|---------|-----------|--------|---------|----|----|--------------------------|
| SC01 | 3.2m_3.5m | 87.01% | 98.58% | 30 | 8 | Ap :argile peu plastique |
| SC02 | 5.0m_5.3m | 70.98% | 96.76% | 27 | 6 | Ap :argile peu plastique |
| SC03 | 4.7m_5m | 29.77% | 52.86% | 31 | 8 | Ap :argile peu plastique |
| SC04 | 8.0m_8.6m | 86.88% | 97.16% | 28 | 6 | Ap :argile peu plastique |

D'après la classification du système LCPC, l'échantillon de sol est classé comme "argile

peu plastique" de symbole Ap.

II.7 Conclusion

A partir à l'ensemble des essais in-situ et de laboratoire, on peut conclure principalement ce qui suit:

- Présence d'eau:

Il n'y a pas d'eau sur le site

- Capacité portante du sol:

Le sol présente une capacité portante fort égale 5.4 bar.

Agressivité du sol :

D'après la composition chimique de cet échantillon, nous pouvons conclure que le sol du site est non agressif

La nature de sol :

Sable argileux.

Le tableau suivant présente, les résultats obtenus et transmis par le bureau d'étude, utilisant des corrélations afin d'obtenir les caractéristiques de cisaillement C_u .

Tableau II. 19: résumé des résultats de bureau d'étude .

| Prof | Côte topo | P_L | σ_z | u | P_0 | PI^* | C_u |
|------|-----------|-------|------------|-------|-------|--------|-------|
| [m] | [m] | [MPa] | [kPa] | [kPa] | [MPa] | [MPa] | [kPa] |
| -2,0 | +98,48 | 1,65 | 36 | 20 | 28 | 1632 | 57,2 |
| -3,0 | +97,48 | 1,77 | 54 | 30 | 42 | 1743 | 61,1 |
| -4,5 | +95,98 | 2,22 | 81 | 45 | 63 | 2179,5 | 76,3 |
| -6,0 | +94,48 | 2,90 | 108 | 60 | 54 | 2846 | 99,7 |
| -7,5 | +92,98 | 2,42 | 135 | 75 | 67,5 | 2352,5 | 82,4 |
| -9,0 | +91,48 | 2,55 | 162 | 90 | 81 | 2469 | 86,5 |

$$\gamma_d = 18 \text{ kn/m}^3$$

$$K_0 = 1$$

$$\Phi = 0$$

Dans la modélisation de l'essai nous avons besoin de module œdométrique alors en calculer :

$$E_{moy} = \frac{1024.06+16 \quad .72+1079.60+8 \quad .63+812.68+8 \quad .32}{6} = 1038.50 \text{ bar}$$

$$E_m = \alpha * E_{oed}$$

$$E_{oed} = \frac{E_m}{\alpha} = 1550 \text{ bars}$$

$$E_{oed} = 155 \text{ MPA}$$

Chapitre III :

Etude de cas modélisation et calcul du programme PLAXIS

III.1 Introduction :

La plupart de temps lorsque nous mentionnons la capacité portante du sol et comment y arriver , tout le monde dit « les essais de laboratoire » .

Car avez-vous déjà pensé qu'il pouvant être atteint sans ces essais ?

Dans ce chapitre nous discuterons d'une nouvelle méthode , le quel extrait la capacité portante par des essais plate load test .

III.2 Les éléments finis

La méthode des éléments finis est un outil de mathématiques appliquées, elle consiste à remplacer un problème complexe à solution inconnu par un problème simple qu'on sait résoudre. Cette méthode est utilisée en analyse numérique pour permettre la résolution des équations aux dérivées partielles. Celles-ci par exemple peuvent de représenter le comportement dynamique de certain système physiques (mécaniques, géotechniques, thermodynamiques, etc...) d'un point de vue analytique. Ainsi la méthode des éléments approcher permet la détermination de solution approchée sur un domaine spatial.

III.3 La méthode des éléments finis en géotechnique

L'introduction de l'application informatique et de la MEFS dans le monde de la géotechnique[6] à travers un logiciel conçu pour l'analyse stochastique des déplacements et des contraintes dans le sol au cours des excavations réalisées pour la construction du métro de Mexico. Une méthode analogue a été utilisée par Baecher et Al (1981) pour l'étude des incertitudes sur les tassements des fondations. Au plus tard Magnan a développé un logiciel de MFES en 1987 [7].

L'application informatique et méthodes numériques (différences finies ou éléments finis) a connu un large développement dans le domaine de modélisation des déplacements, déformations et contraintes dans les sols et les ouvrages en terre. Cependant dans le domaine de la géotechnique elle présente maintes incertitudes. En effet le choix des paramètres des lois de comportement à introduire dans le calcul est particulièrement délicat ; tandis que les propriétés des sols naturels ou compactés présentent généralement des variations spatiales importantes et des techniques directes ou indirectes utilisées pour les déterminer sont souvent peu fiables. Ils s'ajoutent à cela les incertitudes concernant les sollicitations, les conditions aux limites et la méthode de calcul elle-même. Mais on se doit

de reconnaître que les incertitudes les plus graves sont celles induites par une mauvaise connaissance des propriétés des sols.

On évalue ces incertitudes sur le comportement des sols et des ouvrages par le biais de techniques statistiques et probabilistes.

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa construction ou sa réfection : les nuisances associées à ces déformations ne sont plus admises par les collectivités publiques ou les riverains du projet. La méthode des éléments finis est la seule permettant l'estimation a priori de ces déformations. Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

III.4 Méthodes des éléments finis

III.4.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude, et aussi qu'aux informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs plus difficile.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices sur :

- Le modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
- Le modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.)
- Le modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
- Les modèles de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.);
- Le modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges)
- Les modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto-plasticité, etc.).
- Les modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels représentatifs du comportement de l'ouvrage étudié.

En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

III.4.2 Le plan général du programme PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier [5].

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- Input,
- Calculations,
- Output
- Curves.

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global, alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur. Bien que PLAXIS version8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D. Dans une analyse en déformations planes, s_{zz} correspond à la contrainte

perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, s_{xx} représente la contrainte radiale et s_{zz} la contrainte circonférentielle [5].

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et efforts de traction sont comptés positivement.

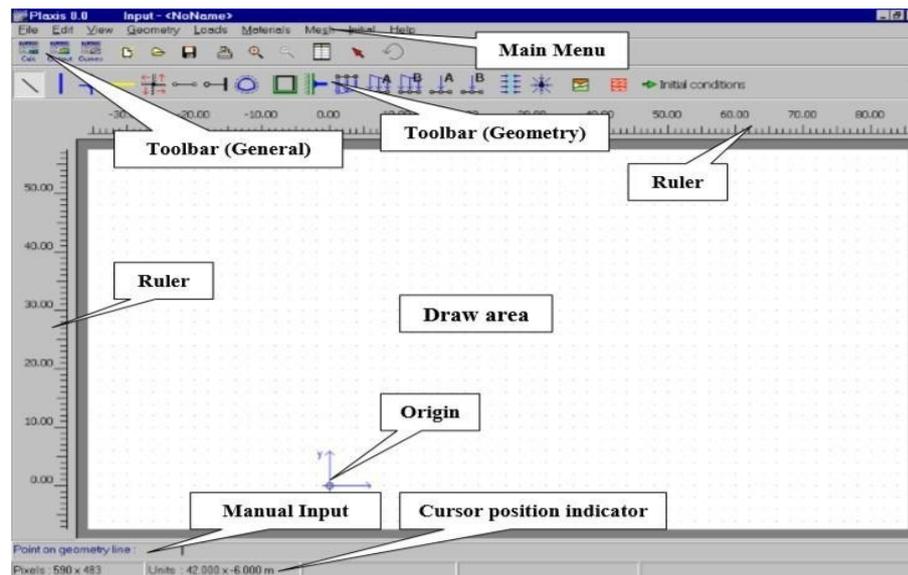


Figure III. 1: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).

III.4.3 Manipulation des fichiers

Dans PLAXIS, toutes les manipulations de fichiers sont effectuées grâce à une version modifiée du gestionnaire de fichiers Windows. Avec ce gestionnaire de fichiers, il est possible d'accéder à des fichiers dans n'importe quel répertoire admissible de l'environnement de l'ordinateur (ou du réseau). Le fichier principal utilisé pour stocker les informations d'un projet PLAXIS s'appelle .PLX, où est le nom du projet. En plus de ce fichier, des données supplémentaires sont placées dans divers fichiers du sous-répertoire .DTA. En général, il n'est pas nécessaire d'entrer dans ce répertoire parce qu'il n'est pas possible de lire directement les fichiers de ce répertoire. Lorsqu'un fichier de projet PLAXIS (*.PLX) est sélectionné, une représentation de la géométrie du projet apparaît dans le gestionnaire de fichiers pour fournir un aperçu facile et rapide [5].

III.4.4 Procédure d'entrée des données :

Dans PLAXIS, les données sont saisies par une alternance de clics et mouvements de souris, et grâce à l'utilisation du clavier. De façon générale, on peut faire la distinction entre quatre types de données :

- La définition des objets géométriques (par ex. : dessiner une couche desol)
- La saisie de texte (par ex. : entrer un nom de projet)

La saisie de valeurs (par ex. : entrer une masse volumique)

- Les sélections (par ex. : choisir un modèle desol)

La souris est généralement employée pour les dessins et les sélections, alors que le clavier sert à saisir texte et valeurs [5].

III.4.5 L'entrée des données de pré-traitement

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input). Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composées de points, de lignes et d'autres composants.

La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial [5].

III.4.6 Le programme d'entrée des données (input) :

Cette icône représente le programme d'entrée des données (Input). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît ; on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (New project) est sélectionné, la fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît ; tous les paramètres de base du nouveau projet peuvent être saisis. Si l'utilisateur choisit d'ouvrir un projet existant (Existing project) la boîte de dialogue permet une sélection rapide de l'un des quatre projets les plus récents. Si le projet voulu n'apparaît pas dans la liste, l'option

<<>> peut être utilisée. Le gestionnaire de fichiers apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de sélectionner le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Après le choix d'un projet existant, le modèle géométrique correspondant est présenté dans la fenêtre principale [5].

III.5 Réglages généraux :

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension). L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet Dimensions contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

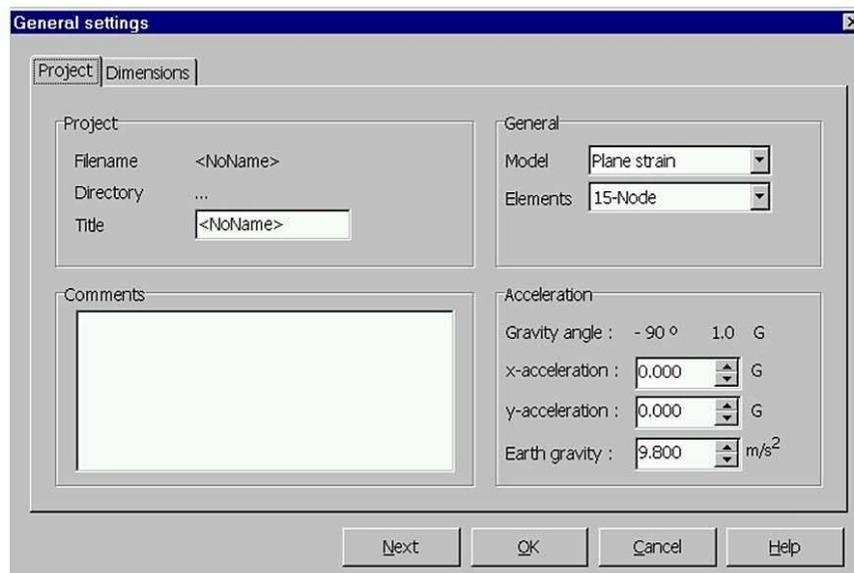


Figure III. 2: Fenêtre de réglages généraux (onglet Project).

III.5.1 Le type de modèle (Model) :

PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Des programmes de PLAXIS séparés sont disponibles pour effectuer des analyses 3D.

Le réglage par défaut du paramètre Model est Plane strain. Ces modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements

perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte[5].

Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

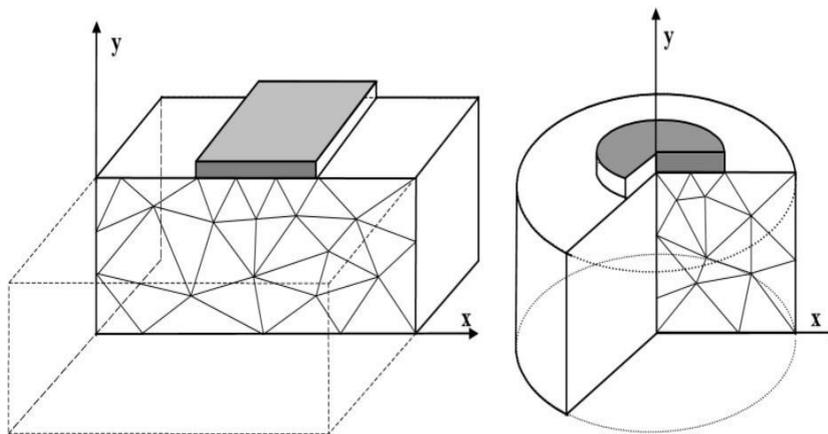


Figure III. 3: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

III.5.2 Les éléments :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les

analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c reduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

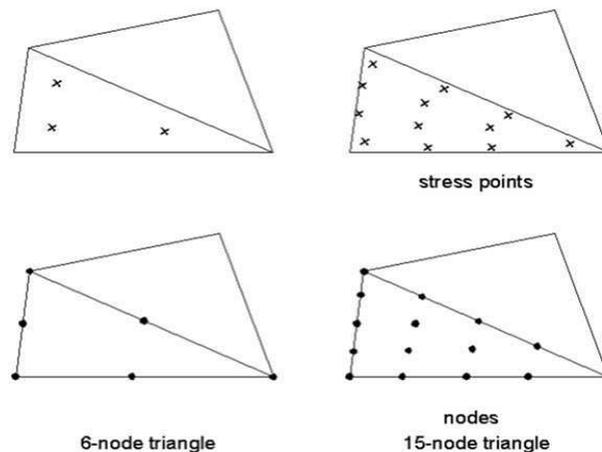


Figure III. 4: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

En plus des éléments de sol, des éléments de plaque compatibles sont utilisés pour simuler le comportement de murs, plaques et coques et des éléments de géogrilles sont utilisés pour simuler le comportement des géogrilles et des treillis. De plus, des éléments d'interface compatibles sont utilisés pour simuler l'interaction sol-structure. Enfin, le mode de création de la géométrie permet l'implantation d'ancrages à tête fixe (butons) et d'ancrages nœud- à nœud[5].

- **Gravité et accélération :** Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre, g , est fixée à $9,8 \text{ m/s}^2$ et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des y négatifs, c'est-à-dire une orientation de -90° dans le plan (x,y) . La gravité est implicitement incluse dans les unités de poids spécifiées par l'utilisateur. De cette manière, la gravité est contrôlée par le coefficient de charge total relatif au poids des matériaux, $S M_{weight}$.

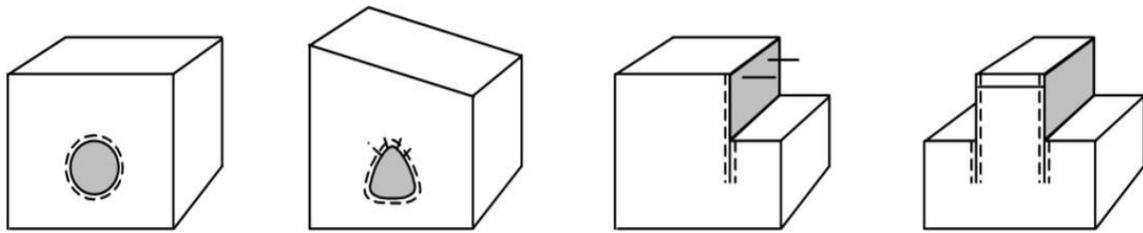


Figure III. 5: Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés.

L'outil "plaques" peut être sélectionné à partir du menu Geometry ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils. La création de plaques dans un modèle géométrique est similaire à celle de lignes géométriques. Lorsque des plaques sont créées, les lignes géométriques correspondantes sont créées simultanément. Il n'est donc pas nécessaire de créer d'abord une ligne géométrique à la future position d'une plaque. Les plaques peuvent être effacées en les sélectionnant dans la géométrie et en appuyant sur la touche Suppr du clavier[5].

- **Propriétés des matériaux :** Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (Soil & Interfaces), plaques (Plates), géogrilles (Geogrids) et ancrages (Anchors).

À partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

Donner à introduire lors de la modélisation de clouage : En utilisant le logiciel Plaxis en a des valeurs par défaut déjà estimé tel que le poids volumique non saturé, le poids volumique saturé, la cohésion l'angle de frottement de sol, le module de Young le coefficient de poisson ...etc.

Malgré la disponibilité de ces données estimées, on peut ajouter les données précises de notre projet obtenues par des essais in-situ et de laboratoire pour les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, et par des formules générales pour la détermination des propriétés de clouage.

Définition de module d'élasticité équivalent : Le clou se décompose en deux matériaux principaux, acier et coulé de ciment. La barre d'acier est à l'ingénieur de la supposée donc la section d'acier (S_a) est supposée. Le module d'élasticité de l'acier est fixe (210000 MPa). Pour le coulé de ciment la section est déterminée par le trou de forage (elle est égale à la section de forage moins section d'acier (S_a)), et le module d'élasticité de la coulé de ciment est fixe aussi de (22000 MPa).

Après la détermination des sections de chaque composant on passe au calcul de module

d'élasticité équivalent qui peut être déterminé par la relation suivante :

$$E_{eq} = Ec \frac{Sc}{St} + Ea \frac{sa}{st}$$

Une multiplication simple de la valeur E_{eq} par la section de forage doit être précalculée avant l'injection au logiciel Plaxis. Cette multiplication nous donne EA [5].

Le moment d'inertie doit aussi être calculé par l'ingénieur par la relation suivante :

$$I = \frac{\pi d^4}{64}$$

Comme pour le module d'élasticité équivalent, Une multiplication du moment d'inertie par le module d'élasticité équivalent. Cette multiplication nous donne EI .

Ces deux valeurs doivent être injectées au Plaxis par les étapes suivantes :

- materialsets.
- Set type(plates).
- New.
- On peut changer le nom de clou dans la case Identification.
- Dans la fenêtre properties on introduit nos valeurs calculées (EA, EI).
- Un clic sur le bouton OK suffit d'effectuer les changements [5].

• Génération des pressions hydrauliques

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul des pressions hydrauliques. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures) (croix bleues) situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Water pressures depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps.



Figure III. 6: Fenêtre de génération des pressions hydrauliques.

- **Génération à partir de la nappe phréatique**

La génération au moyen de nappes phréatiques (Phreatic levels) est basée sur la saisie d'une nappe phréatique générale, des nappes phréatiques de couche et des autres options. Cette génération est directe et rapide. Lorsque les pressions hydrauliques sont générées à partir de nappes phréatiques et que des couches ont été désactivées dans la configuration géométrique initiale, aucune distinction n'est faite entre couches actives et couches inactives. Cela signifie que les pressions interstitielles en régime permanent sont générées aussi bien pour les couches actives que pour les couches inactives, en fonction du niveau de la nappe phréatique correspondante. Si l'utilisateur décide d'éliminer les pressions hydrauliques dans certaines couches [5],

III.6 Étude d'essai plate load test :

Le but de cette étude est de déterminer la capacité portante de sol à partir d'essai PLT

Et en vas modéliser avec logiciel plaxis.

Au fan en vas comparé les résultat trouvé avec les résultat de laboratoire.

Les caractéristique géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire et qui les suivants :

Tableau III. 1: Les caractéristique géotechniques pour modélisation

| Nom de la couche | γ_d | φ | C_u (KPA) | E_{odm} (MPa) |
|-------------------|------------|-----------|-------------|-----------------|
| Argile graveleuse | 18 | 0 | 90 | 155 |

III.6.1 Calculation : calculer l'essais plate load test 1 a profondeur 1.4m :

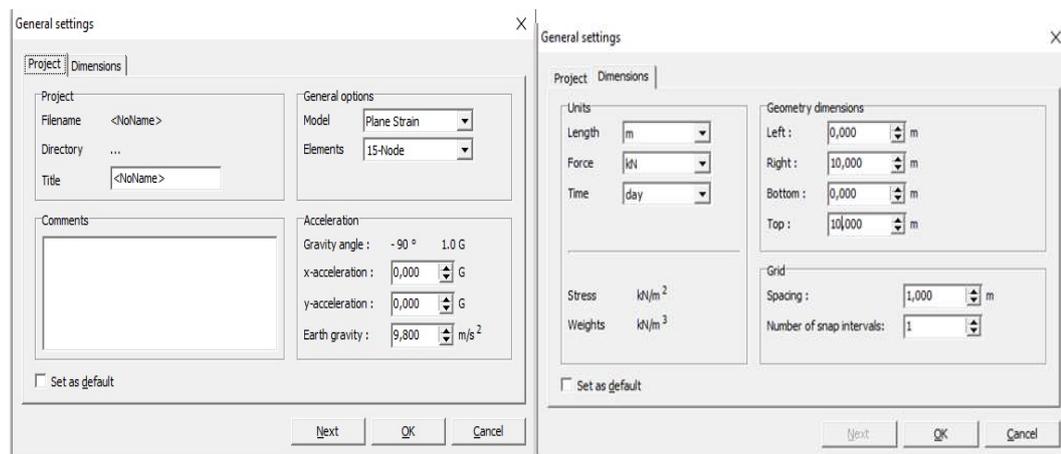


Figure III. 7: Première fenêtre de réglage générale.

Une fois on introduit ces données on entame la modélisation des coupes lithologique, en séparent les couches. Tout cela est fait par l'utile ligne (geometry line). Puit on fixe les condition limite par l'utile (standard fixities).

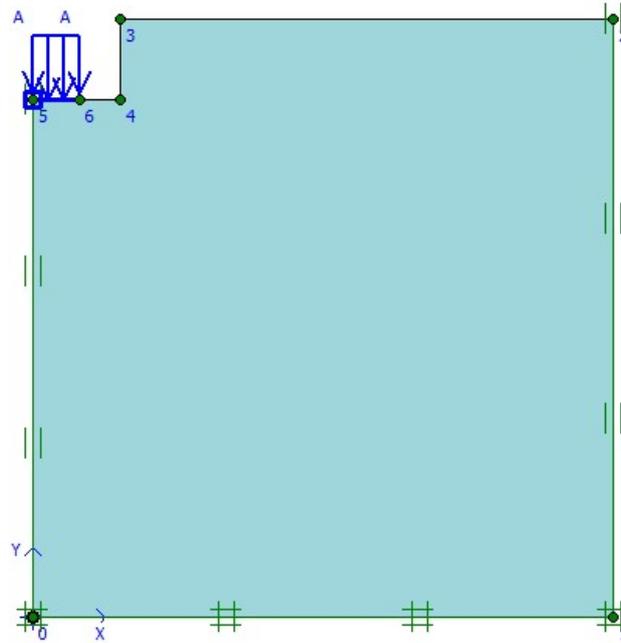


Figure III. 8: représentation de profile.

L'étape suivante est la définition de chaque couche de sol par l'utile material sets. On peut choisir le type sur une bibliothèque présente sur logiciel qu'on peut modifier les caractéristiques

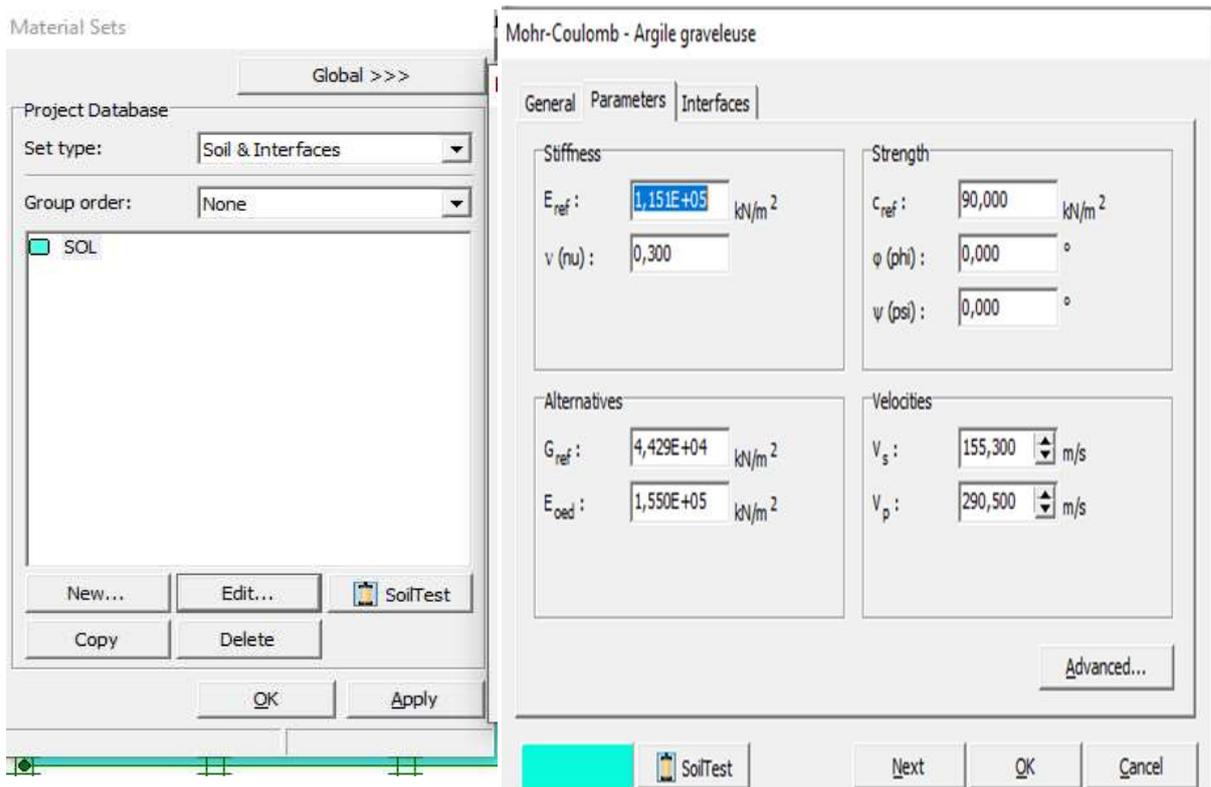


Figure III. 9: fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.

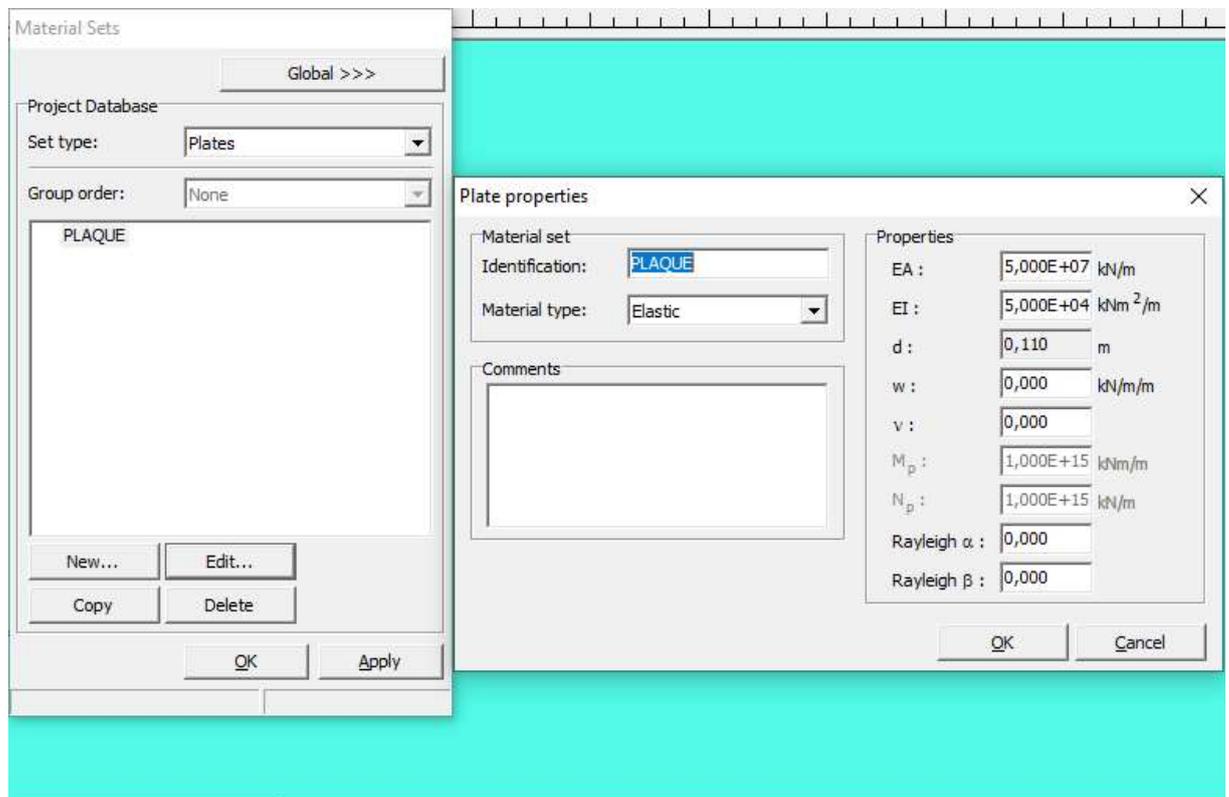


Figure III. 10: fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.

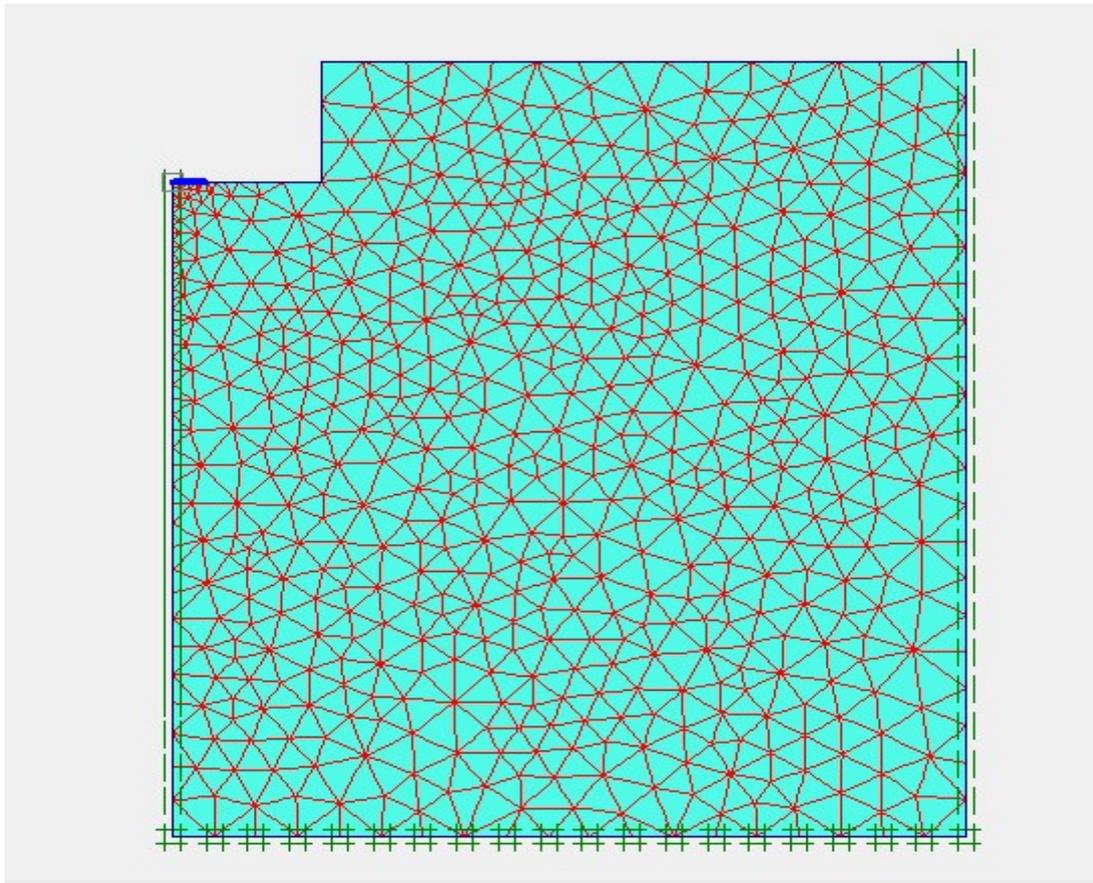


Figure III. 11: Le maillage de profile.

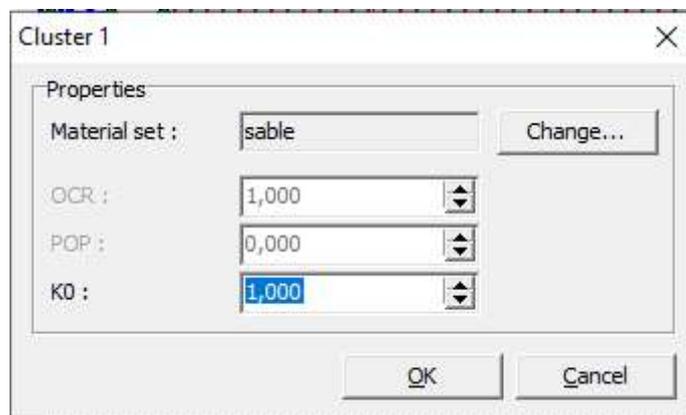


Figure III. 12: Le coefficient de terre K0

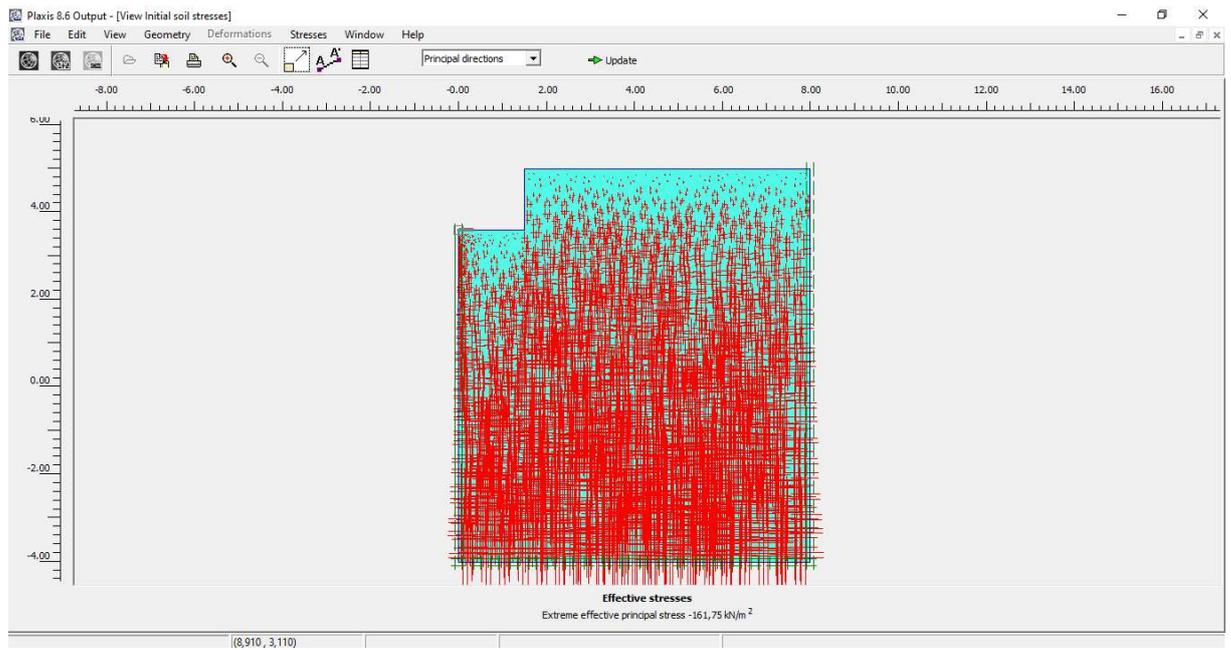


Figure III. 13: Les contrainte effective

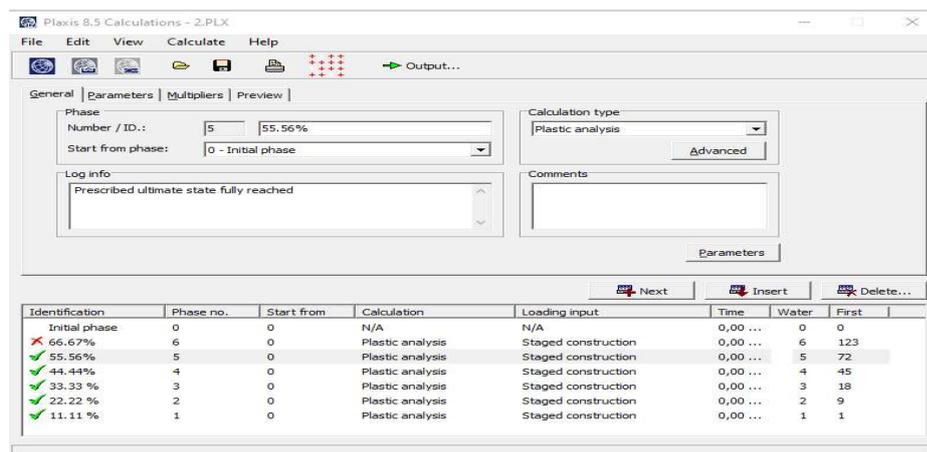


Figure III. 14: les résultats de calculassions .

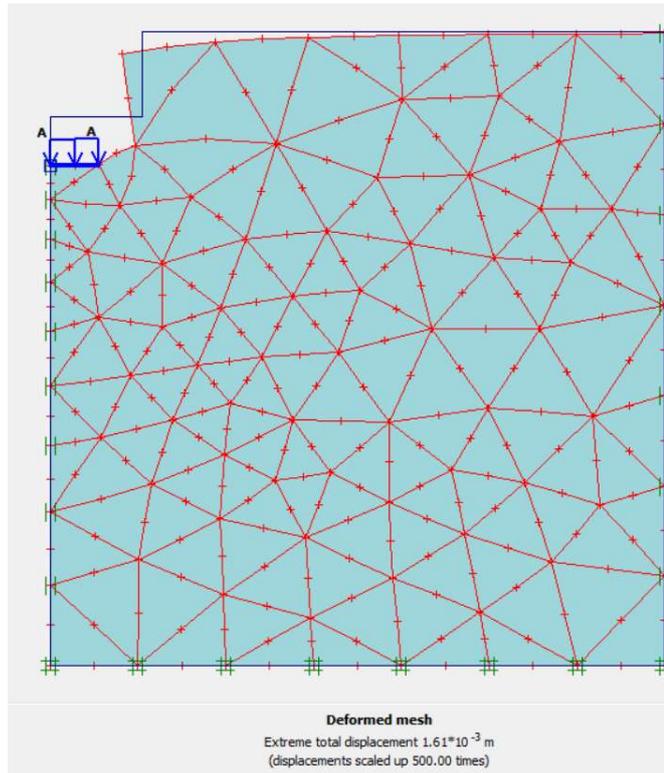


Figure III. 15: Les résultat lorsque en charge 11.11%

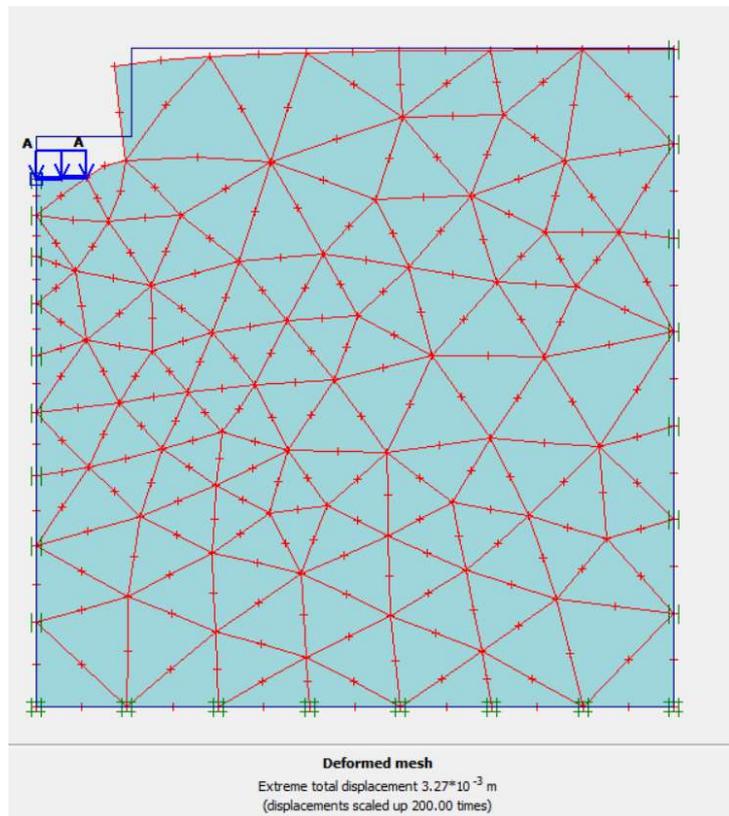


Figure III. 16: Les résultat lorsque en charge 22.22%

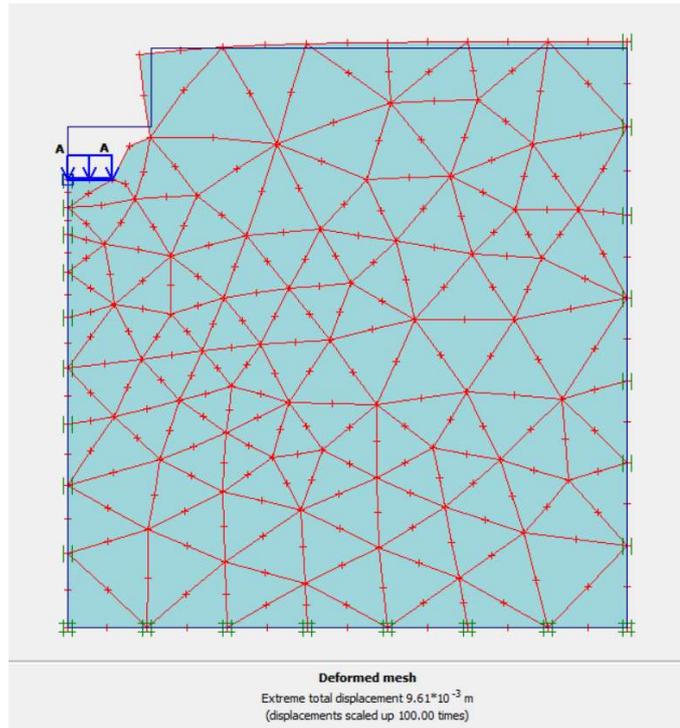


Figure III. 17: Les résultat lorsque en charge 33.33%

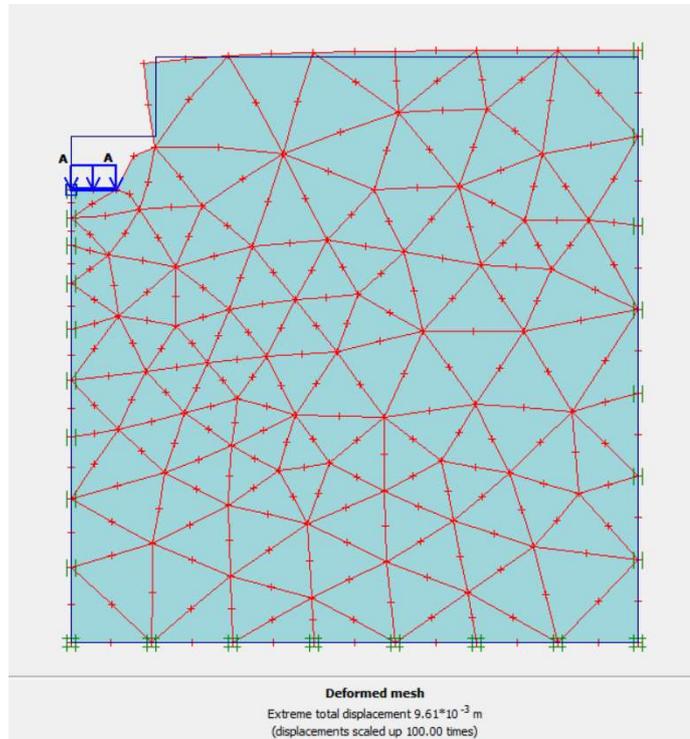


Figure III. 18: Les résultat lorsque en charge 44.44%

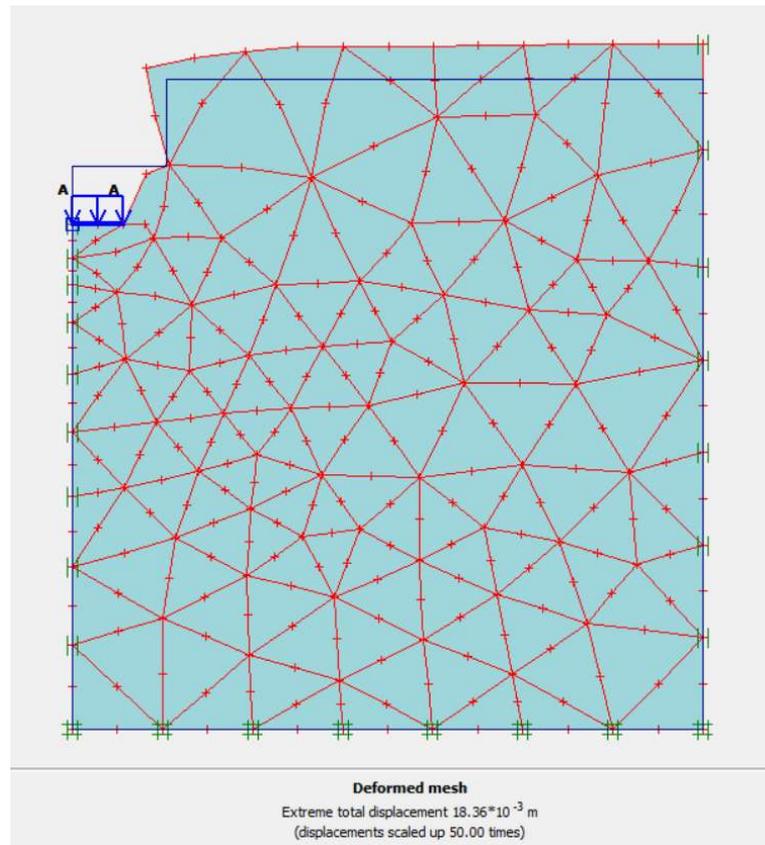


Figure III. 19: Les résultat lorsque en charge 55.56%

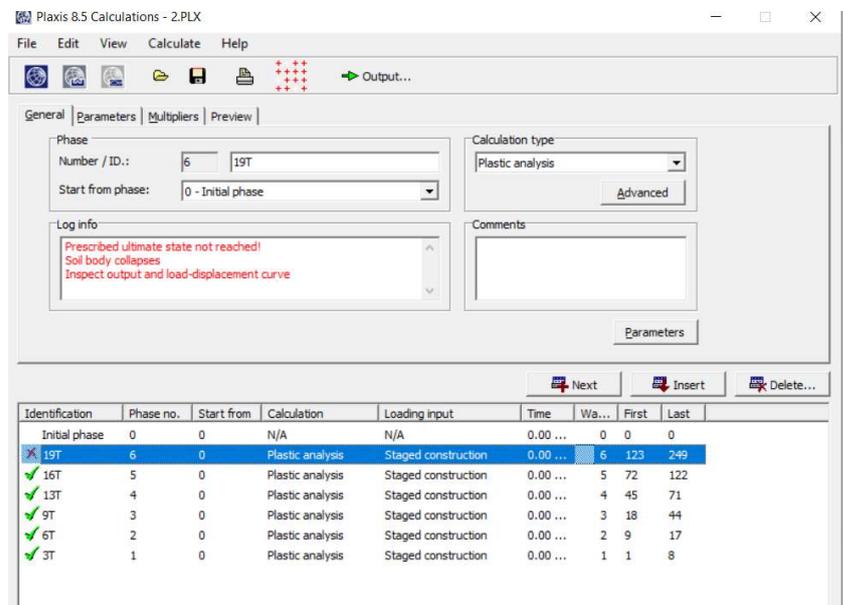


Figure III. 20: !!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

Quand nous sommes arrivés a la charge 570 KPA , équivalent de 66,67% de la valeur finale de charge le sol ne peut plus supporter la charge .

III.6.2 Calcul : calculer l'essai plate load test 2 :

De la même manière et étapes en vas calculer la deuxième essai plate load test a profondeur 1.8m :

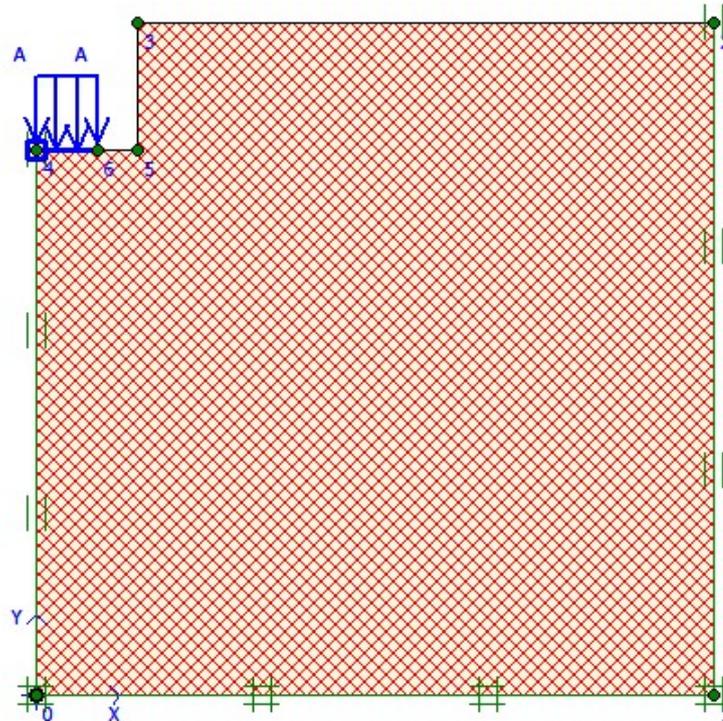


Figure III. 21: Le maillage de profile plt2 .

| Identification | Phase no. | Start from | Calculation | Loading input | Time | Water | First |
|----------------|-----------|------------|------------------|---------------------|----------|-------|-------|
| Initial phase | 0 | 0 | N/A | N/A | 0,00 ... | 0 | 0 |
| ✓ 100% | 9 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 9 | 44 |
| ✓ 95% | 8 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 8 | 31 |
| ✓ 87.5% | 7 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 7 | 22 |
| ✓ 75% | 6 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 6 | 15 |
| ✓ 62.5% | 5 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 5 | 10 |
| ✓ 50% | 4 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 4 | 7 |
| ✓ 37.5% | 3 | 0 | Plastic analysis | Staged construction | 0,00 ... | 3 | 5 |

Figure III. 22: Le résultat de calculations plt2 .

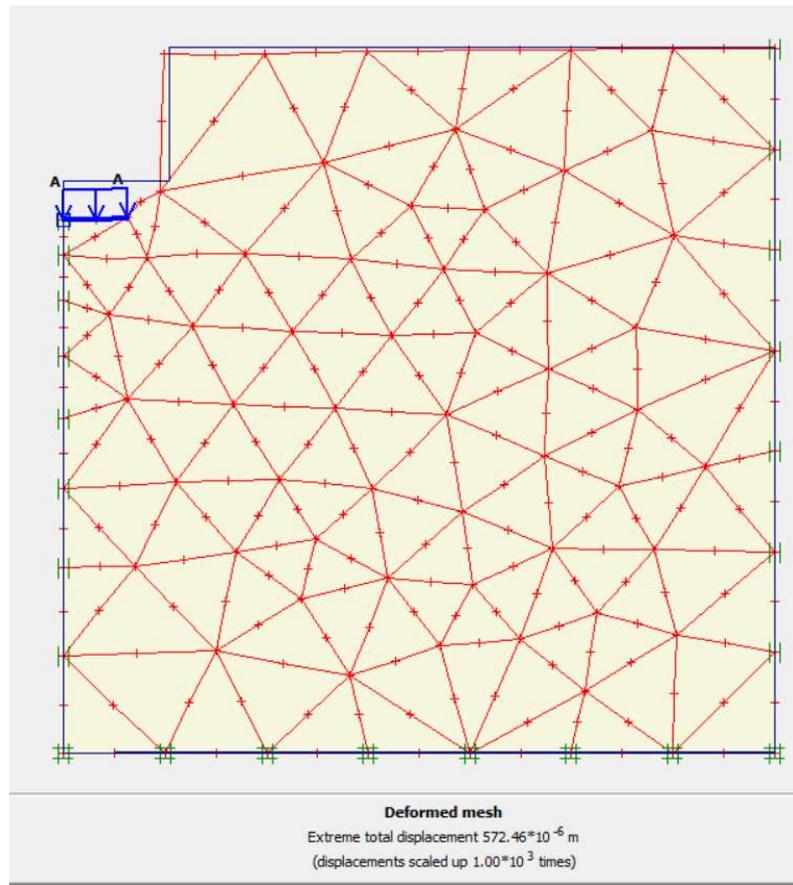


Figure III. 23: Les résultat lorsque en charge 12.5%

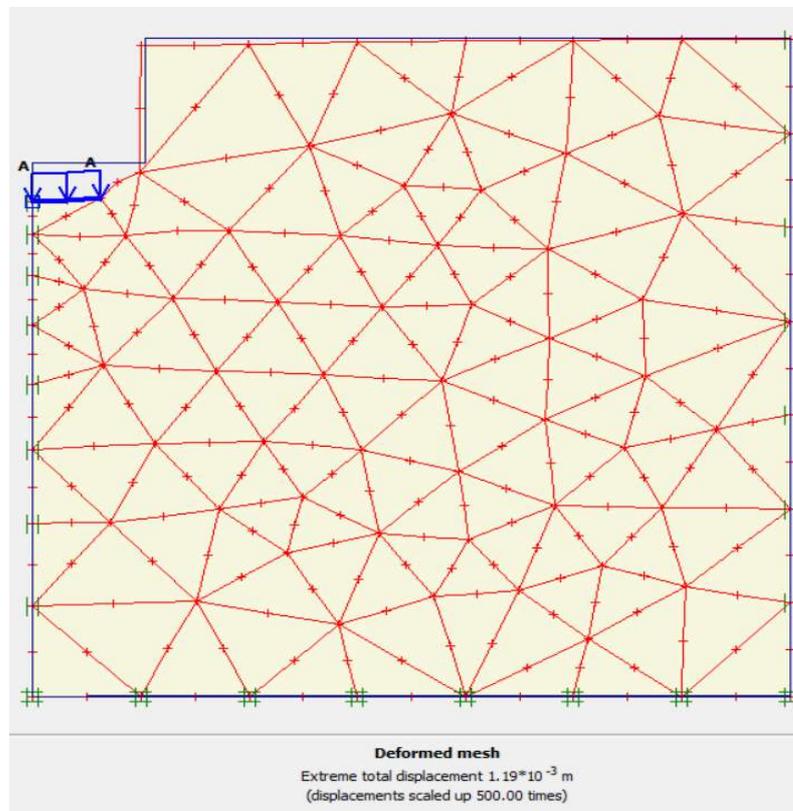


Figure III. 24: Les résultat lorsque en charge 25 %

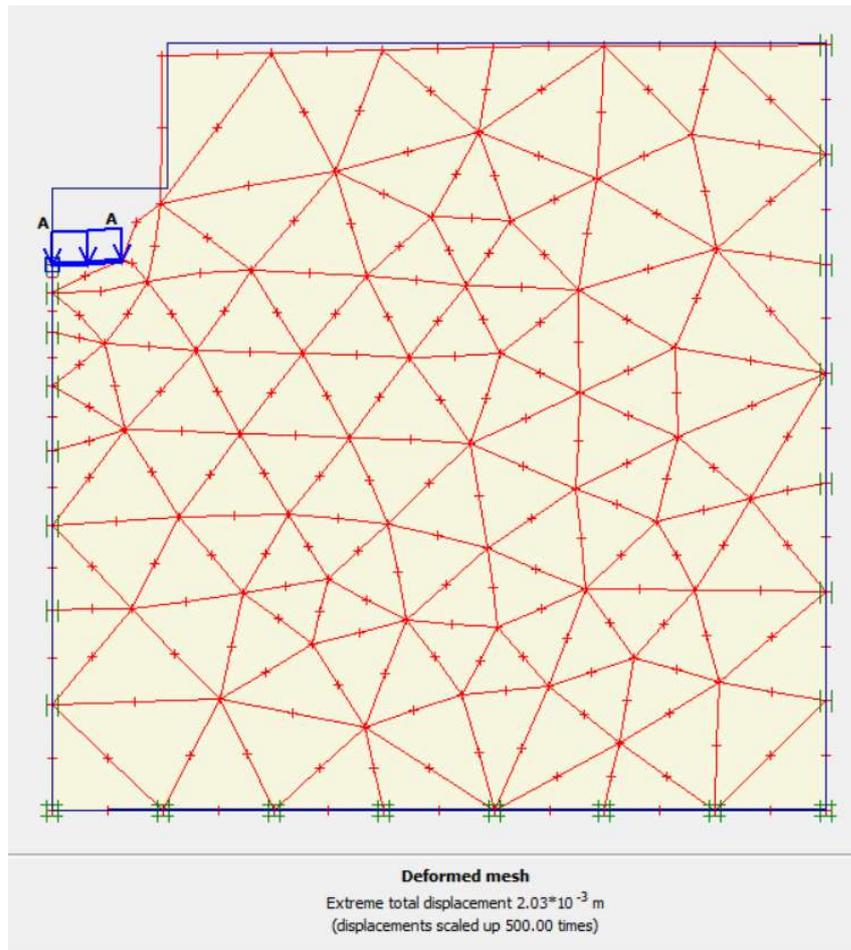


Figure III. 25: Les résultat lorsque en charge 37.5%

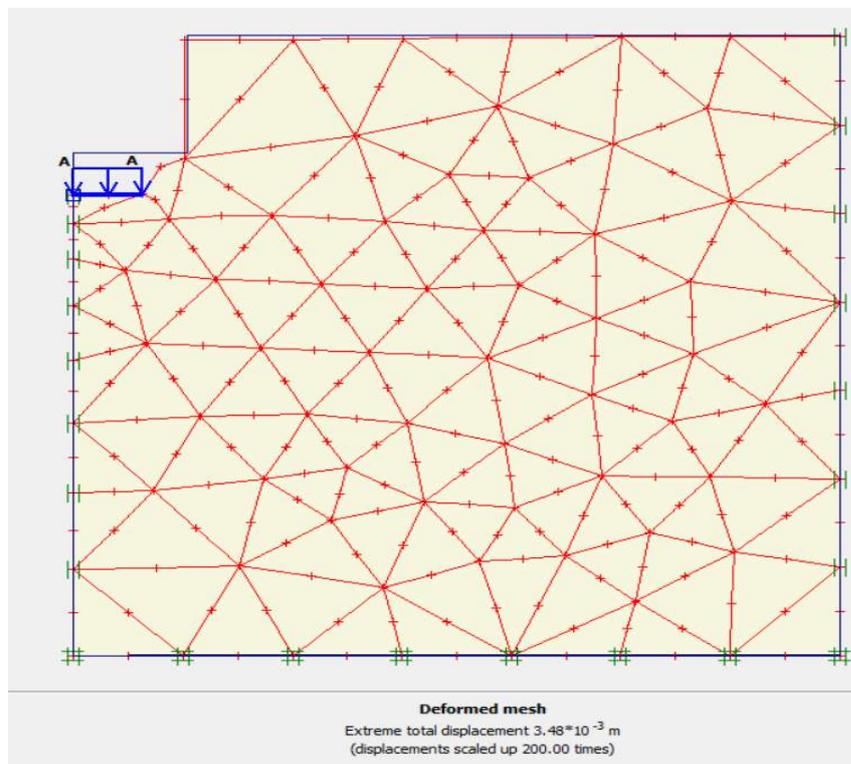


Figure III. 26: Les résultat lorsque en charge 50%

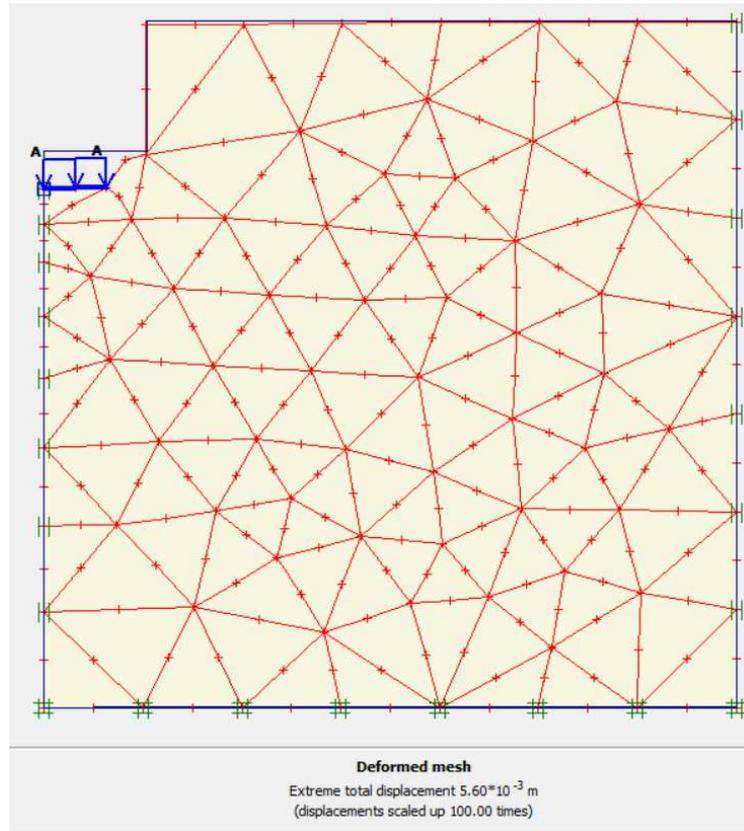


Figure III. 27: Les résultat lorsque en charge 62.5%

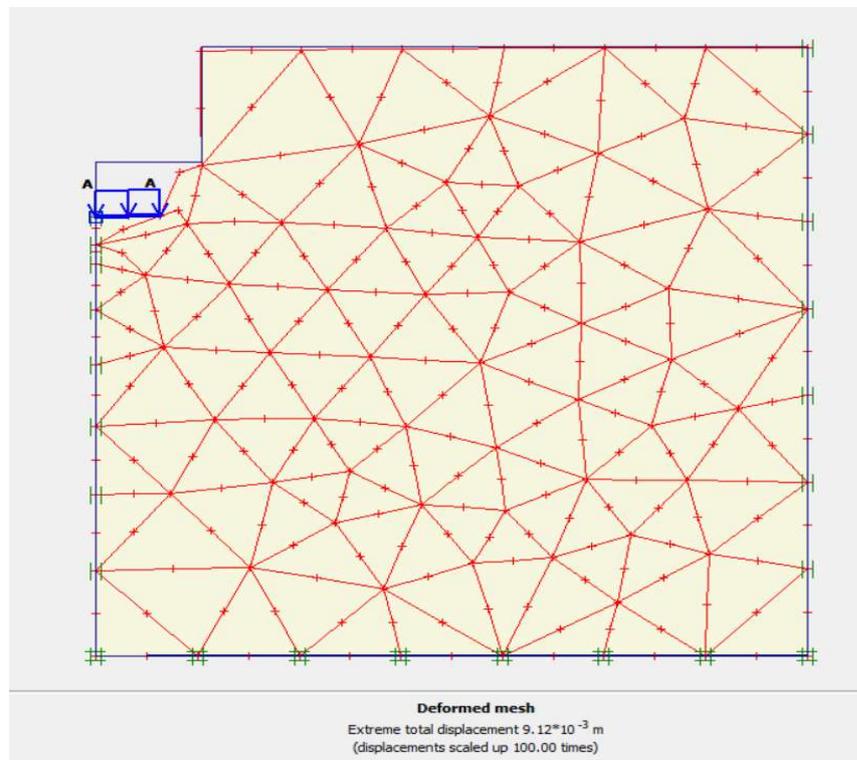


Figure III. 28: Les résultat lorsque en charge 75%

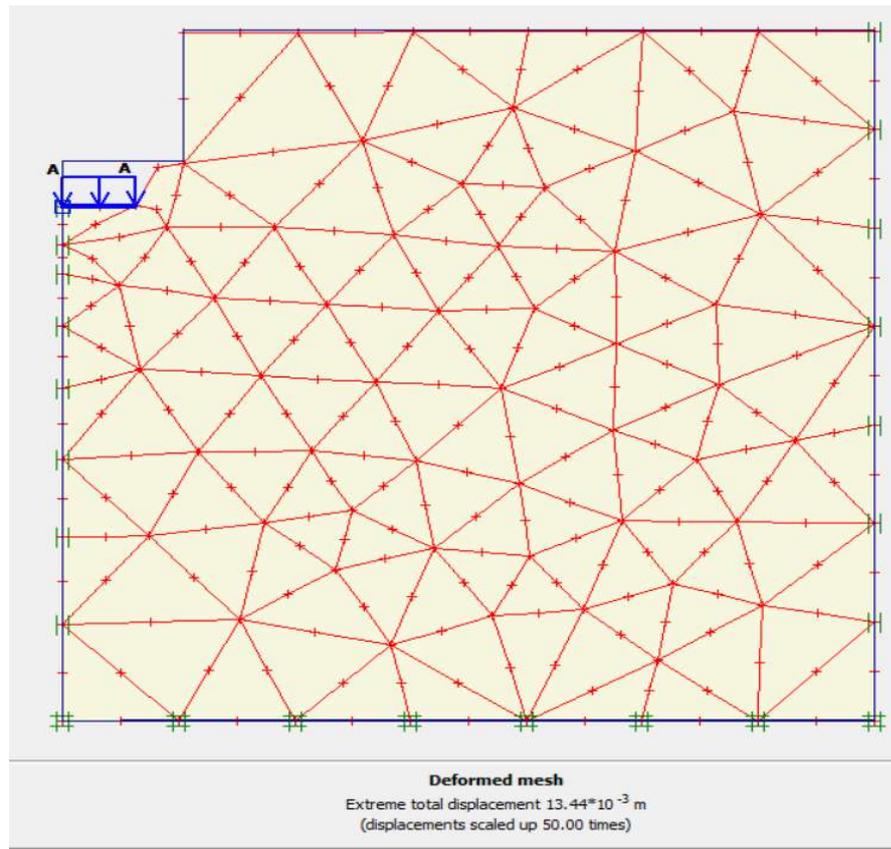


Figure III. 29: Les résultat lorsque en charge 87.5%

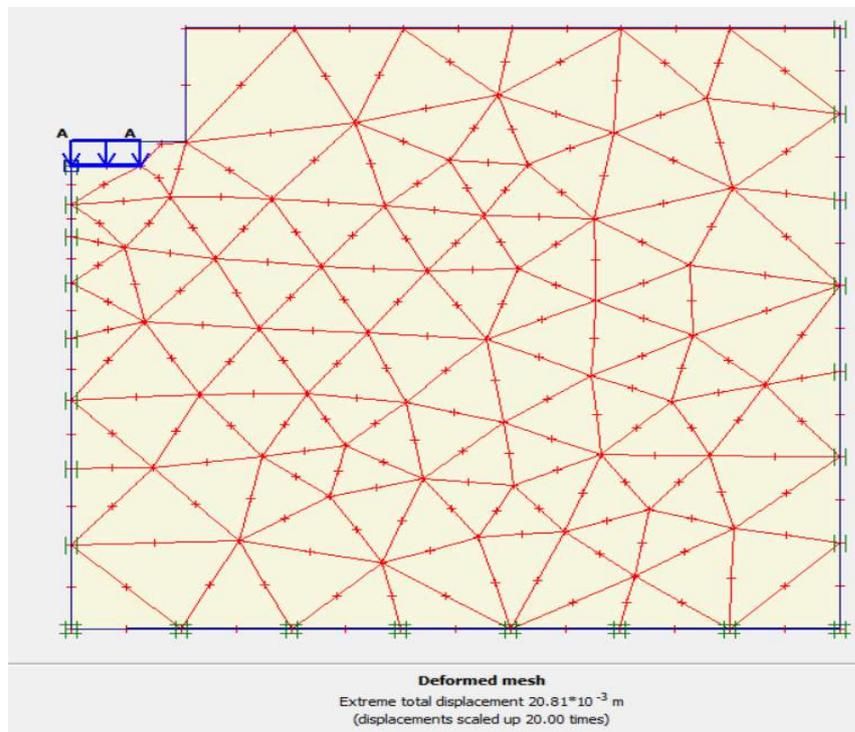


Figure III. 30: Les résultat lorsque en charge 95%

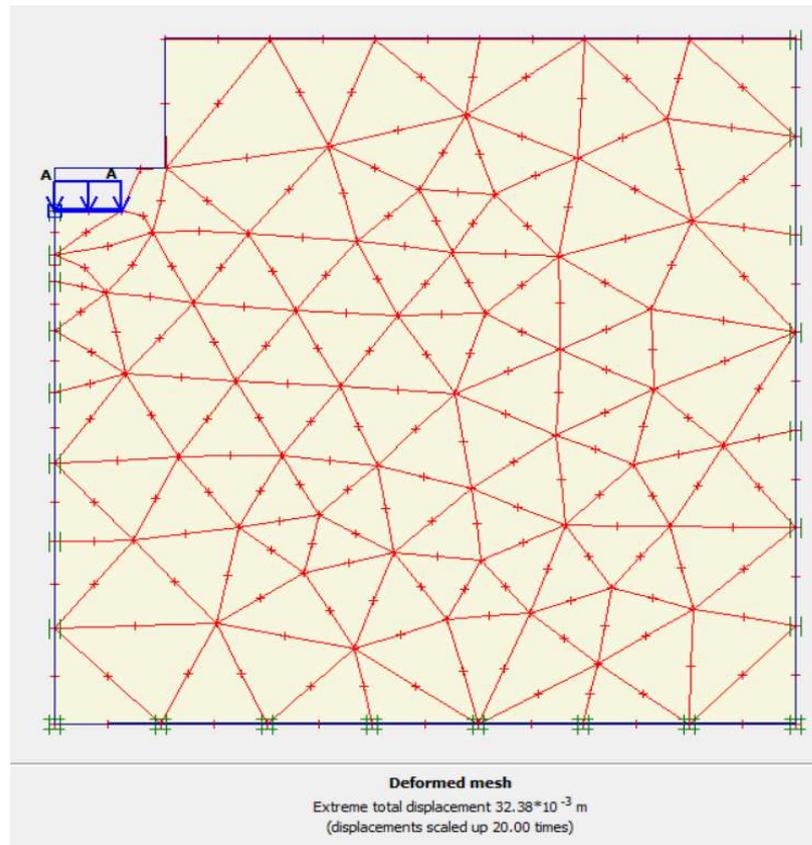


Figure III. 31: Les résultat lorsque en charge 100%

Interprétation/Discussion des résultats :

Nous résumerons les résultats obtenus à partir de logiciel plaxis et comparer avec les résultats obtenons dans essais sur le terrain :

Essais de plate load test 1 :

Tableau III. 2: résultats de déplacement essais plt 1 et model plaxis .

| Load (kpa) | displacement de essais (mm) | displacement de plaxis (mm) |
|------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 95 | 1,867 | 1,61 |
| 190 | 4,213 | 3,27 |
| 285 | 7,41 | 9,61 |
| 380 | 11,443 | 9,61 |
| 475 | 16,813 | 18,36 |
| 570 | 20,573 | |
| 665 | 28,523 | |
| 760 | 34,553 | |
| 855 | 37,973 | |

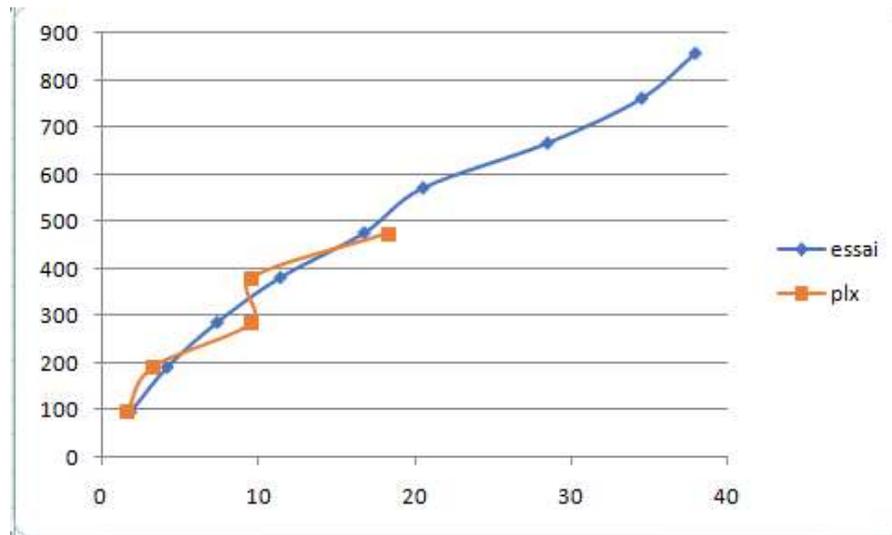


Figure III. 32: courbe comparatif qui apparait les changements de tassement essais 1.

La courbe de logiciel plaxis est plus proche à la courbe obtenues dans essais.

Essais plate load test 2 :

Tableau III. 3: résultats de déplacement essais plt 2 et model plaxis .

| Load (KPA) | displacement de essais (mm) | displacement de plaxis (mm) |
|------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 95 | 0,493 | 0,572 |
| 190 | 1,227 | 1,19 |
| 285 | 3,493 | 2,03 |
| 380 | 5,25 | 3,48 |
| 475 | 7,647 | 5,6 |
| 570 | 10,12 | 9,12 |
| 665 | 11,573 | 13,44 |
| 760 | 13,653 | 20,81 |
| 855 | 15,85 | 32,38 |
| | | |

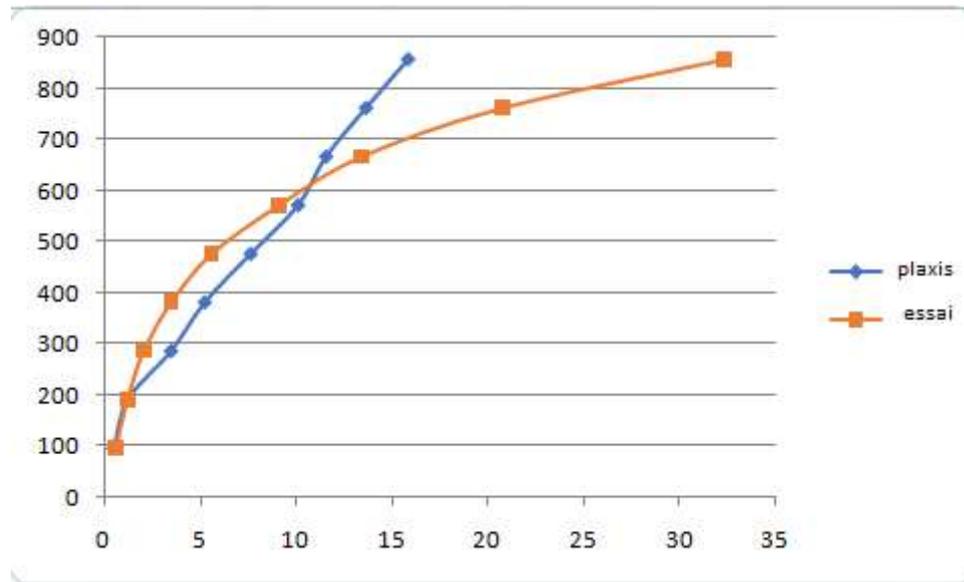


Figure III. 33: courbe comparatif qui apparait les changements de tassement essais 2.

La courbe de logiciel plaxis est plus proche à la courbe obtenues dans essais.

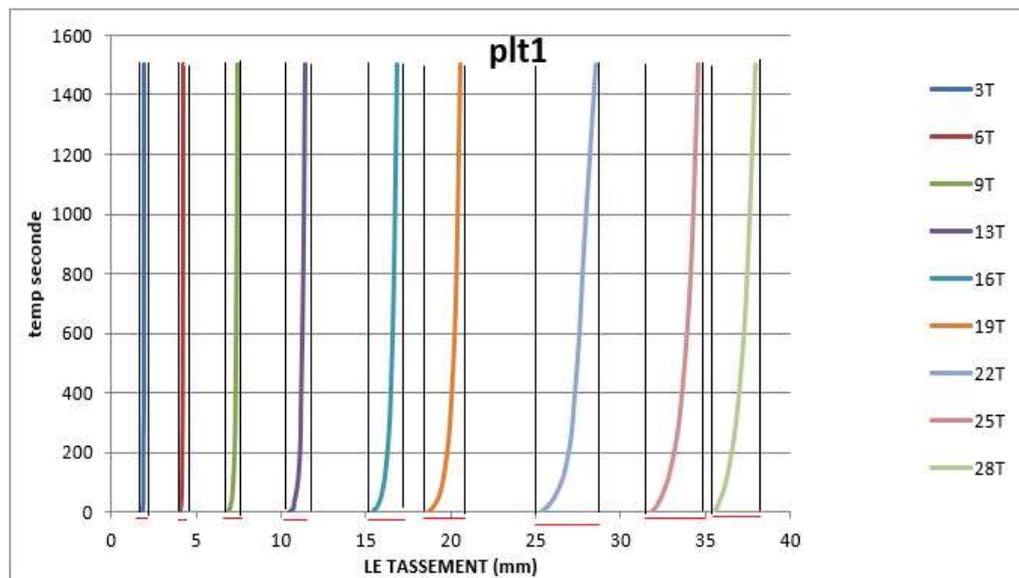


Figure III. 34: courbe montre le changement des tassement à différentes charges en fonction de temps essais PLT1.

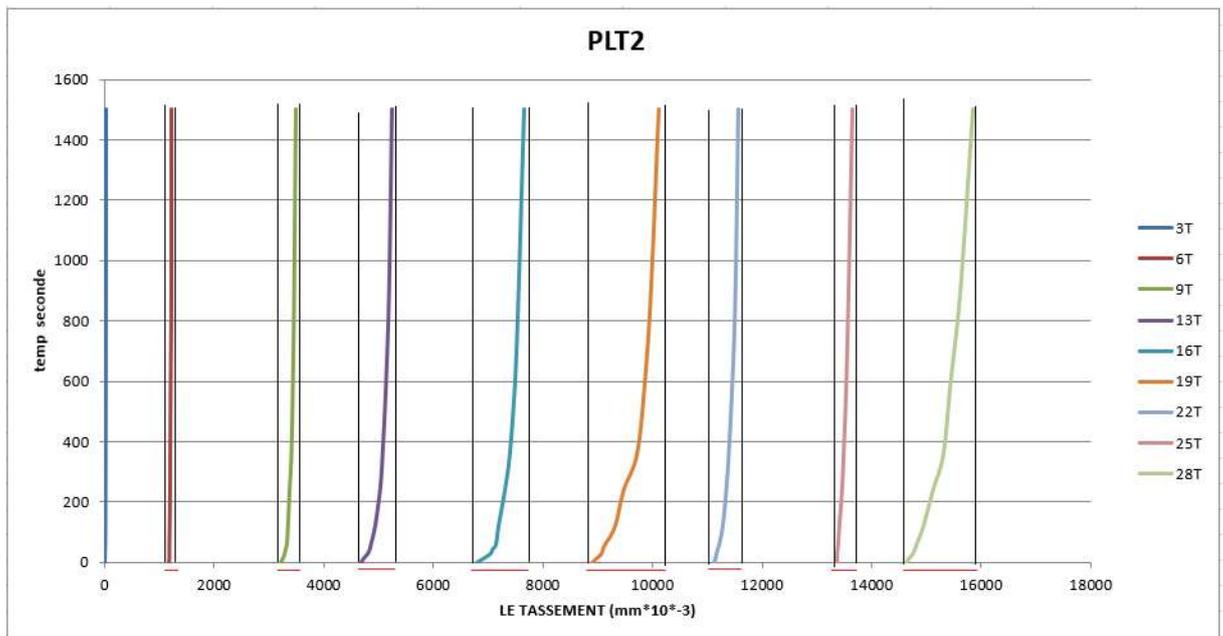


Figure III. 35: courbe montre le changement des tassement a différentes charges en fonction de temps essais PLT2.

On constate que le tassement de la charge égale à 95KPA à 380KPA est très faible, mais après la charge de 380KPA, et plus précisément avec la charge égale à 475KPA, le tassement devient grand et plus on augmente la charge plus que le tassement et grand.

Cela signifie que le sol s'est effondré sous la charge de 475KPA.

Cela se traduit par les résultats obtenus en laboratoire avec une capacité de charge de 5,4 bars = 500 KPA.

III.7 Conclusion :

Les travaux antérieurs comprenaient l'étude de sols homogènes de même nature,

Dans ce chapitre, nous avons essayé de trouver des résultats similaires à ceux obtenus dans l'essai, nous avons donc trouvé des résultats satisfaisants, indiquant qu'il existe une correspondance entre le test effectué et les modale numériques de plaxis, et nous sommes entre les deux courbes.

Et nous sommes arrivés à la conclusion qu'une réalité bien documentée montre que dans les tests de laboratoire et la capacité ultime du sol (σ_{ult})500KPA, il s'est reproché de l'avoir obtenu à partir du test de charge de la planche de 475KPA.

On peut dire que le résultat est satisfaisant.

Conclusion Générale :

La conclusion générale est que le groupe recueille d'abord les informations nécessaires afin de se rapprocher de la zone où la capacité portante du sol est obtenue. Cela dépend de plt et des normes et procédures de calcul actuelles utilisées pour trouver des ingénieurs. Les futurs ingénieurs trouveront les réponses à leurs questions dans cet article. Le travail effectué est considéré comme une méthode qui consiste à contourner la complexité du sujet en compilant un nombre représentatif d'observations expérimentales du comportement des plts sur un nombre plus ou moins suffisant de résultats d'essais de charge obtenus. Cela se fait en combinant deux méthodes ensemble, elles sont

1- La première étude de synthèses des essais de chargement qui à consister en la quantification des courbes enveloppes et validation de l'approche.

2_ Etude paramétrique des différents cas d'étude à la base d'un logiciel voué au dimensionnement tel que PLAXIS et analyse des différents tassements.

Cependant, le terrain d'essai est encore en période d'essai, et il faut qu'il s'agisse d'un sol homogène pour obtenir un résultat satisfaisant, qui est proche du résultat obtenu en laboratoire. Ce travail reste une méthode scientifique, qui permet ou permettra à l'avenir des travaux plus approfondis pour établir des normes locales algériennes dans ce domaine.

Sources (Références bibliographique)

[1].Norme française p94 .

[2].Nicolas BUCHART (Cerema-Ouest), Sébastien HERVE (Cerema-Ouest), Marc JABIRI (CeremaEst), Delphine JACQUELINE (Cerema-Normandie-Centre), Thibaut LAMBERT (Cerema-Est), Alexandre LEDUC (Cerema-Infrastructures de transport et matériaux), Olivier MARTIN (CeremaSud-Ouest), Anthony MATYNIA (Cerema-Infrastructures de transport et matériaux), Yasmina BOUSSAFIR (IFSTTAR) .

[3]. <https://keraterra.com/>

[4].Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.)

[5].Manuel de référence PLAXIS V8.

[6]. Cambou et Auvinet (1974, 1975, 1977)

[7].(Code de calcul PROBEF).

ANNEXE

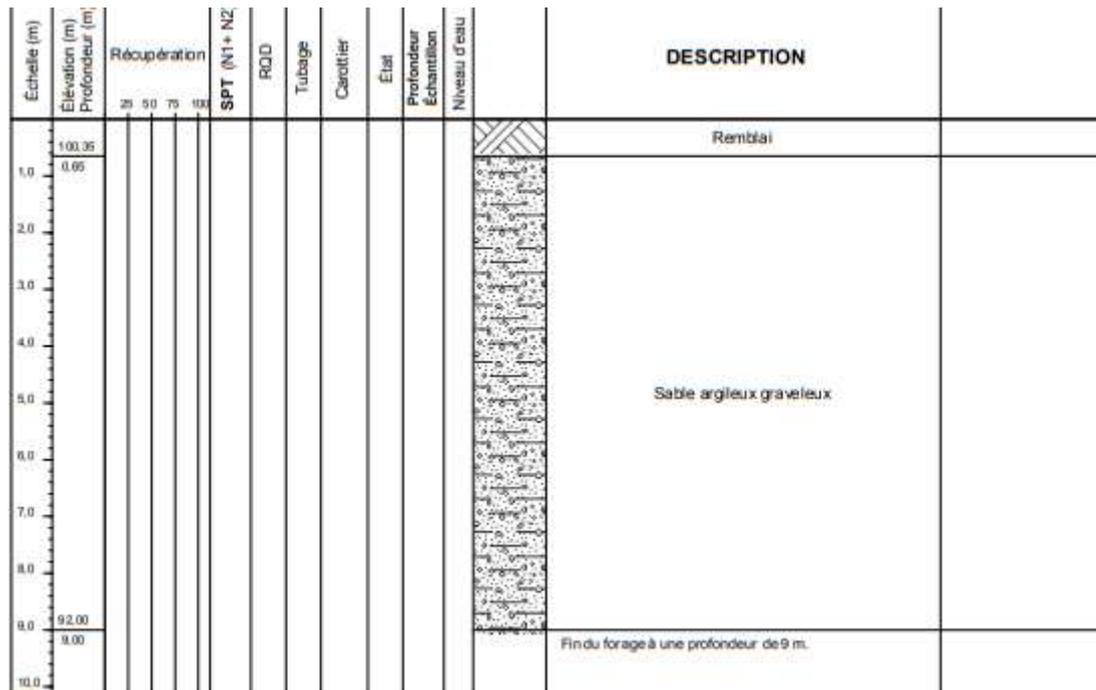


Figure 1. 1: Coupe lithologique du sondage à la tarière SC 01

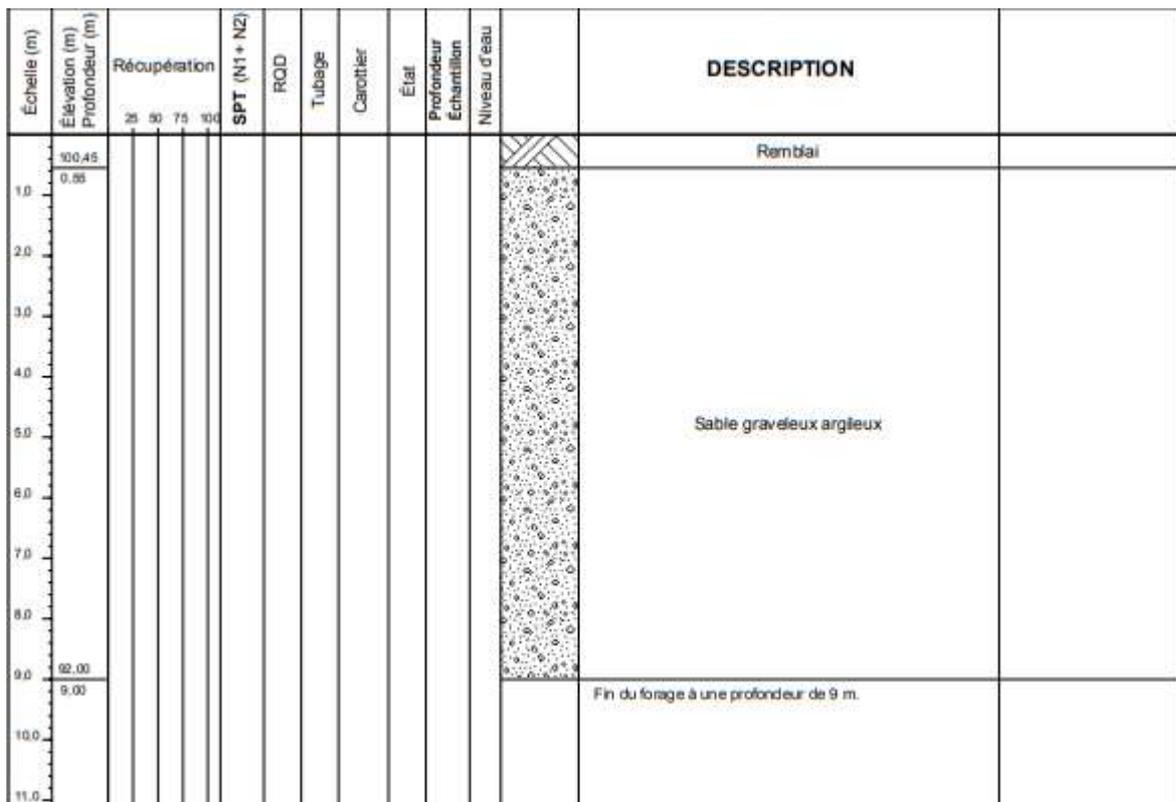


Figure 1. 2: Coupe lithologique du sondages à la tarière SC 02

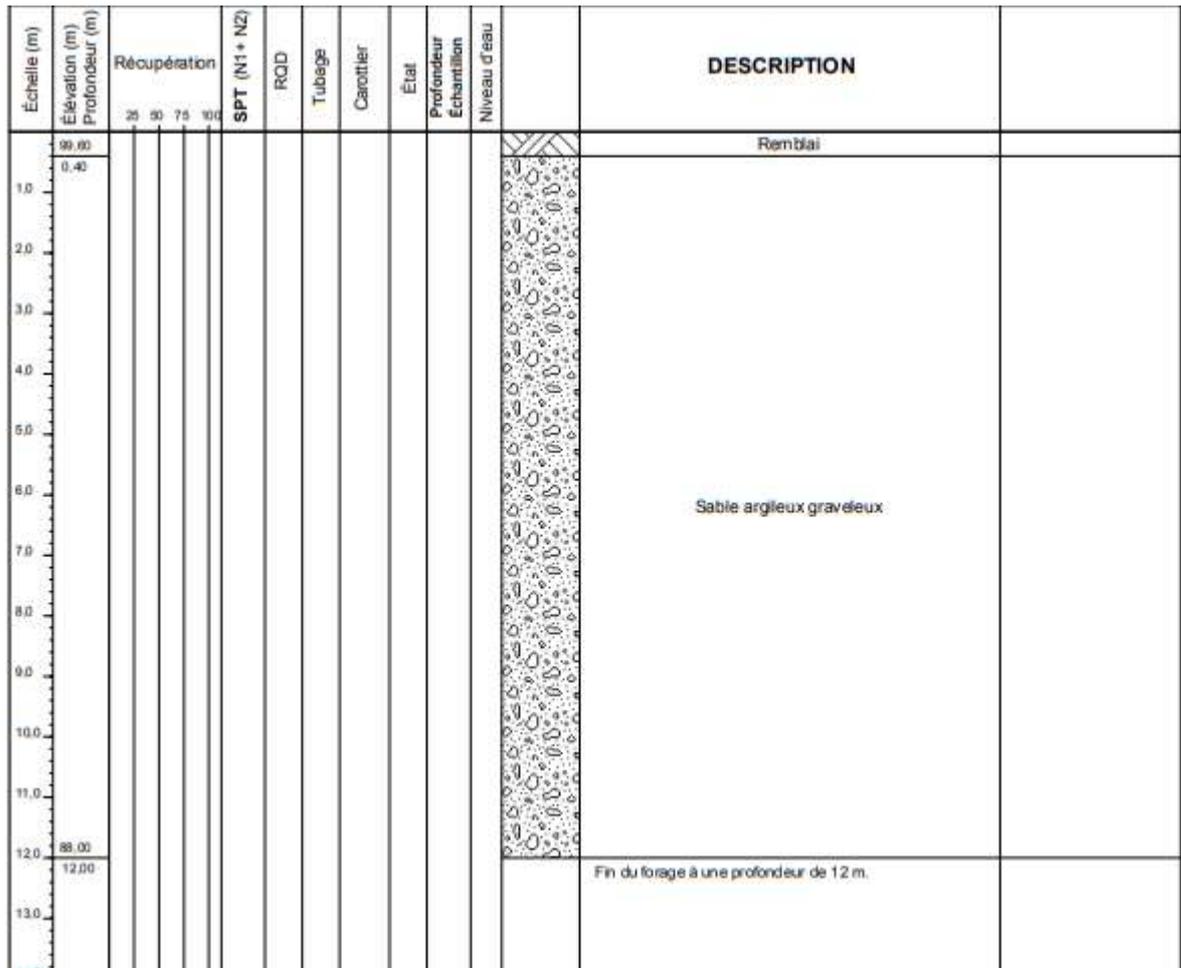


Figure 1. 3: Coupe lithologique du sondages à la tarière SC 03

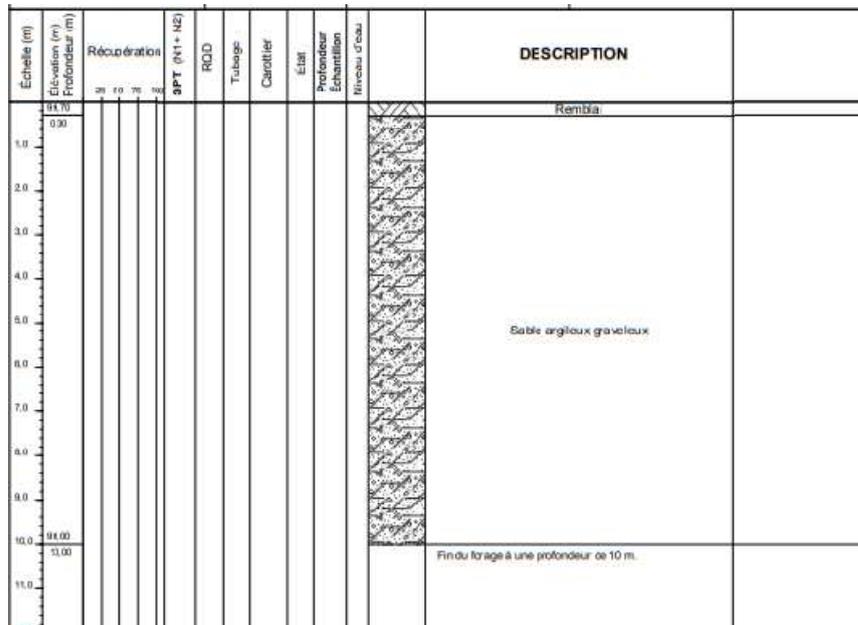


Figure 1. 4: Coupe lithologique du sondages à la tarière SC 04

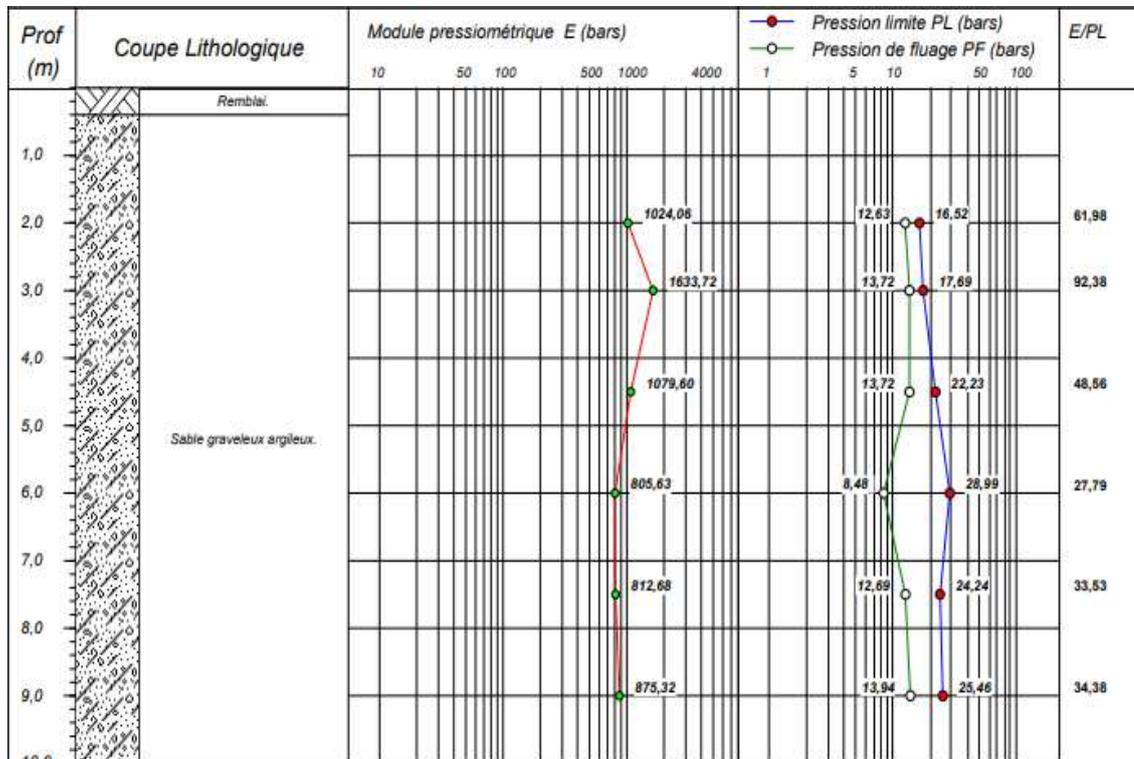


Figure 1. 5: Coupe lithologique du pressiométrique .

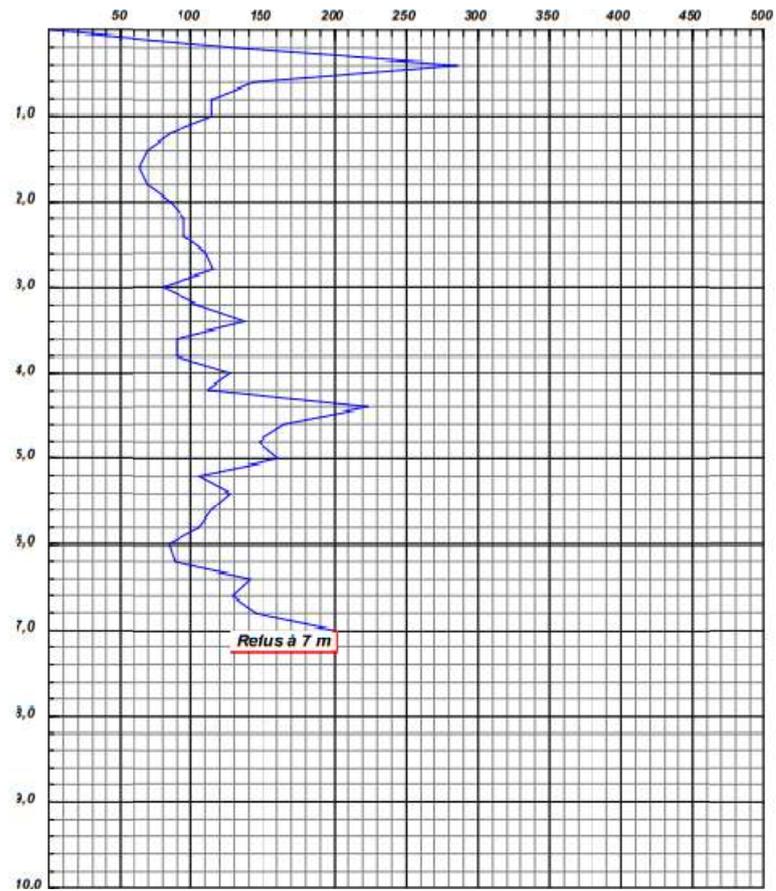


Figure 1. 6: Pénétragramme du Sondage n°SP01.

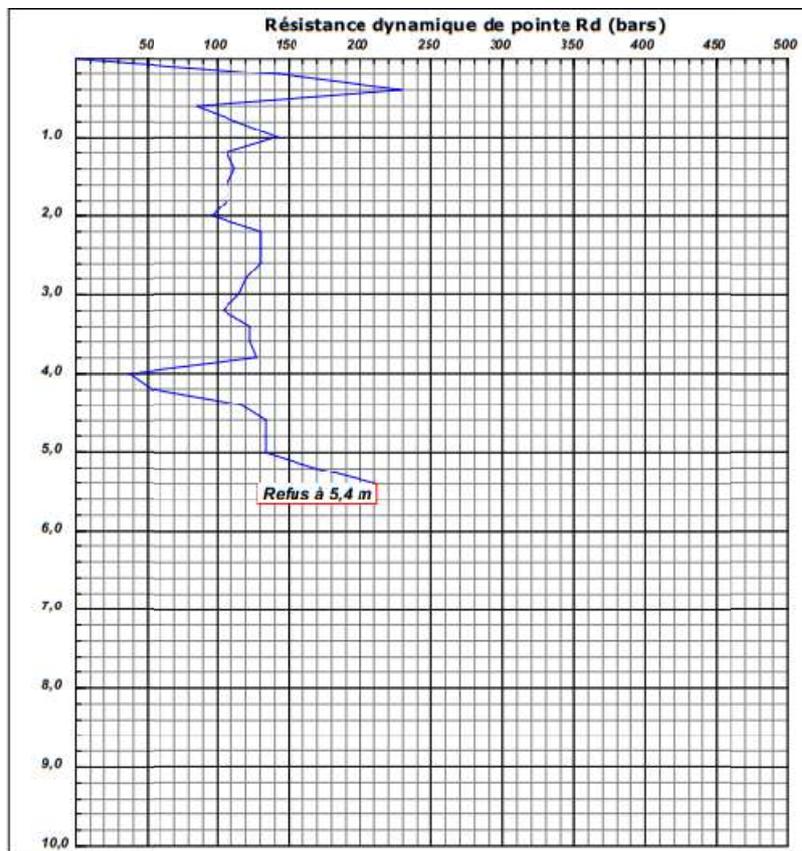


Figure 1. 7: Pénétragramme du Sondage n°SP02.

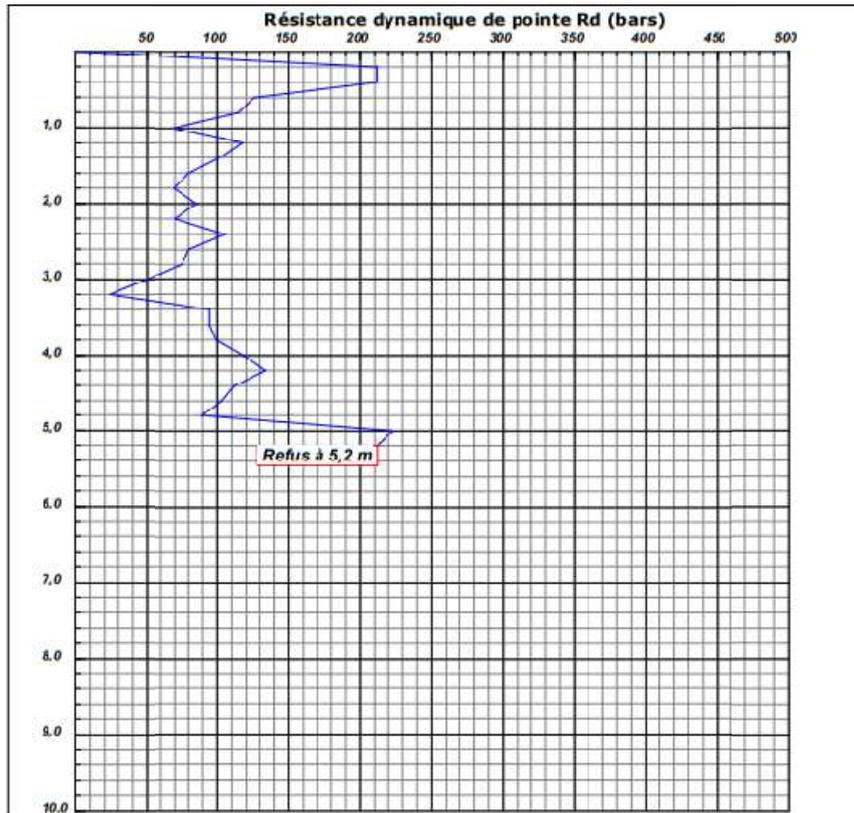


Figure 1. 8: Pénétrogramme du Sondage n°SP03.

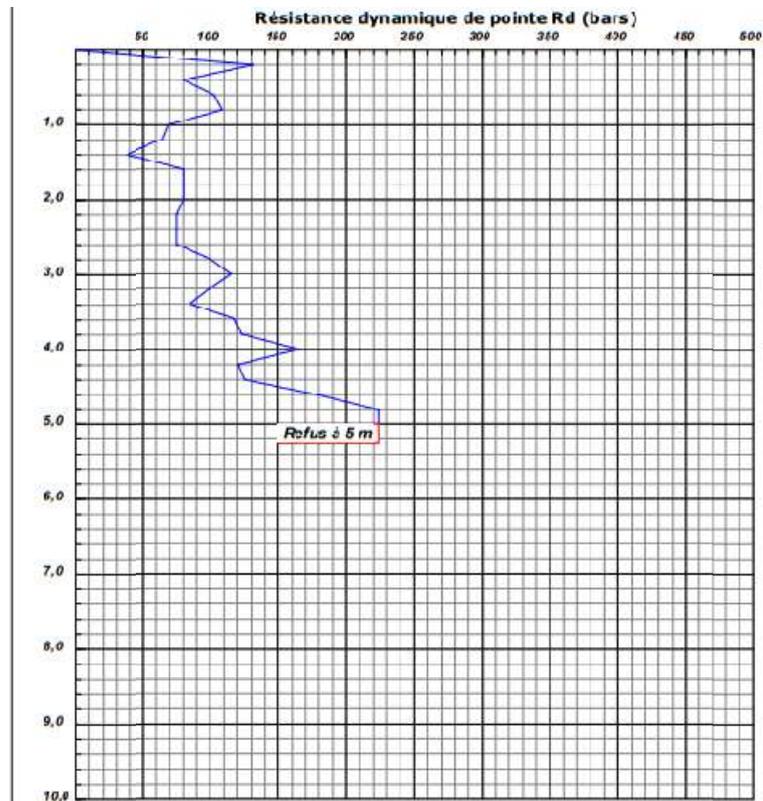


Figure 1. 9: Pénétrogramme du Sondage n°SP04.

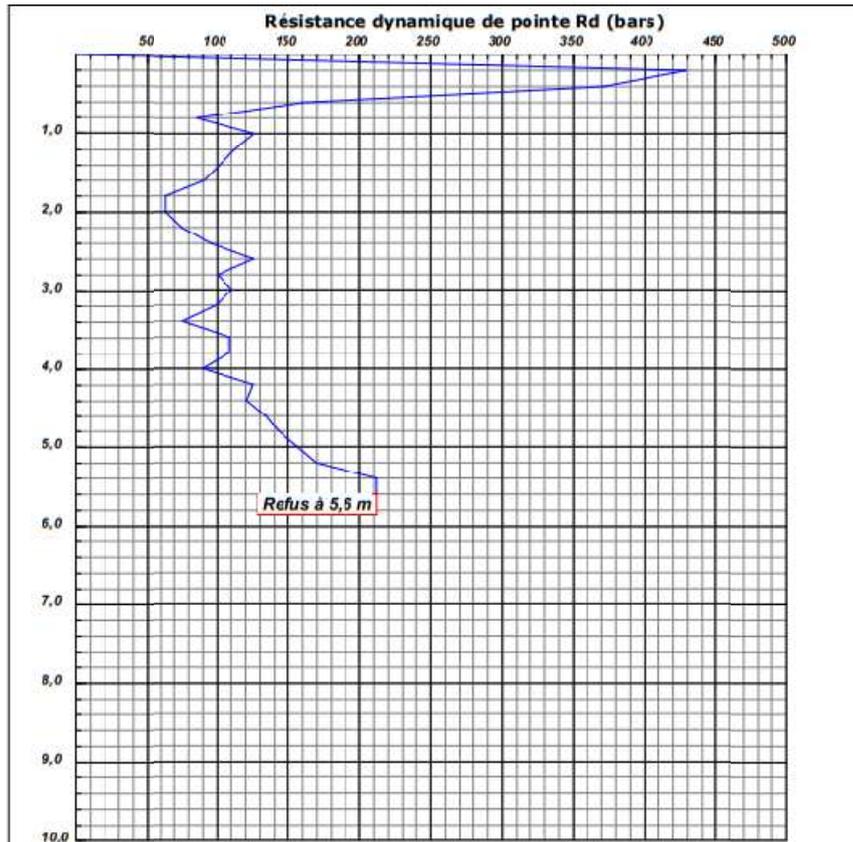


Figure 1. 10: Pénétragramme du Sondage n°SP05.

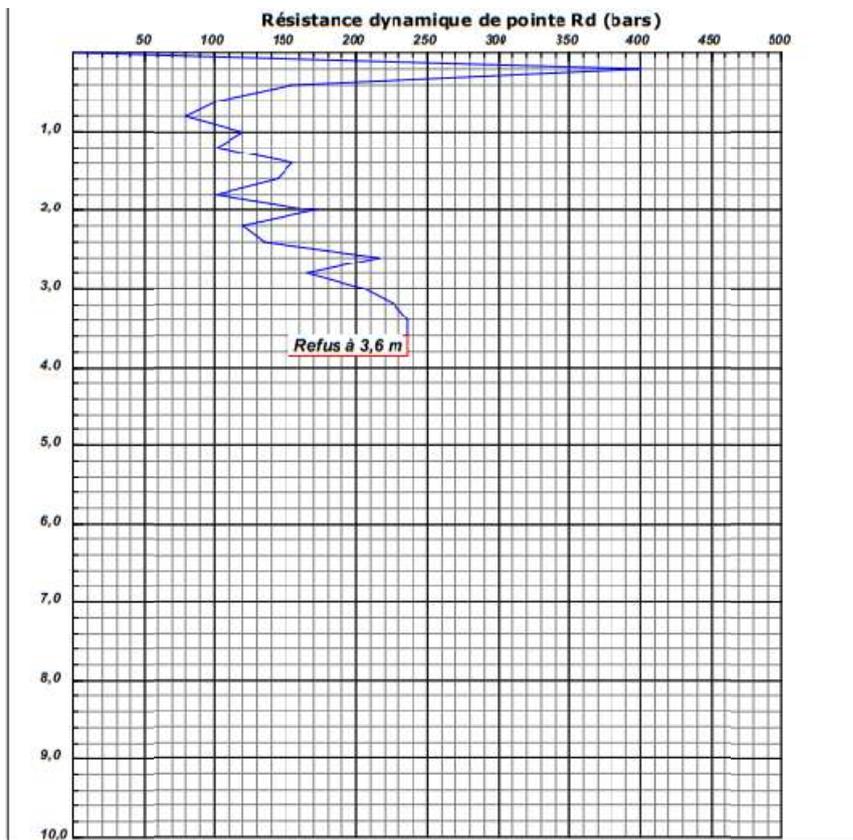


Figure 1. 11: Pénétragramme du Sondage n°SP06.

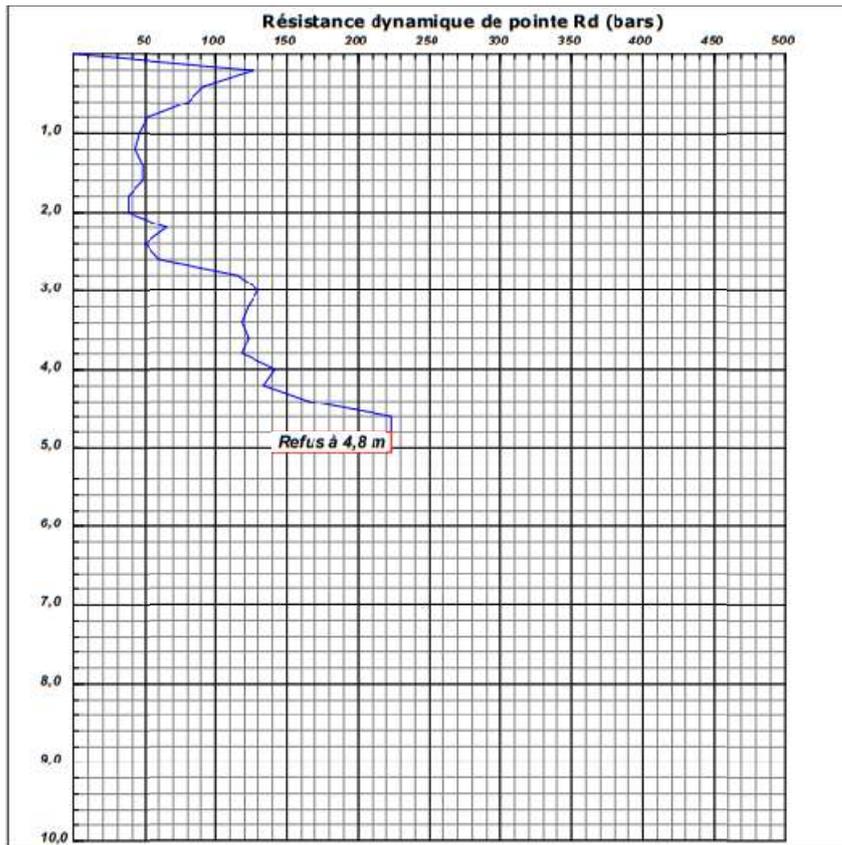


Figure 1. 12: Pénétragramme du Sondage n°SP07.

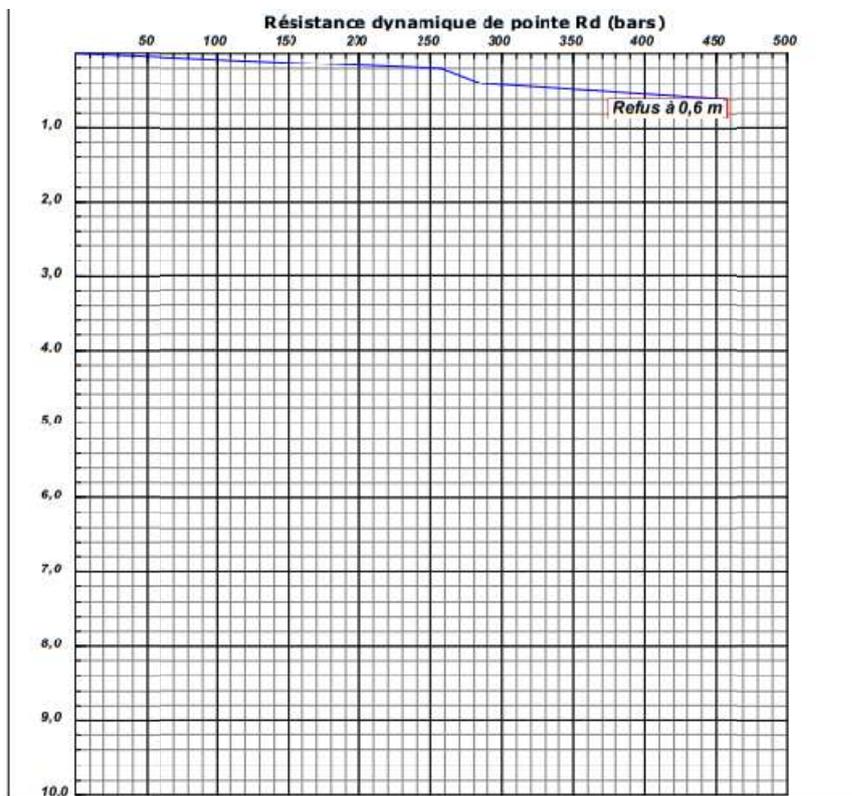


Figure 1. 13: Pénétragramme du Sondage n°SP08.

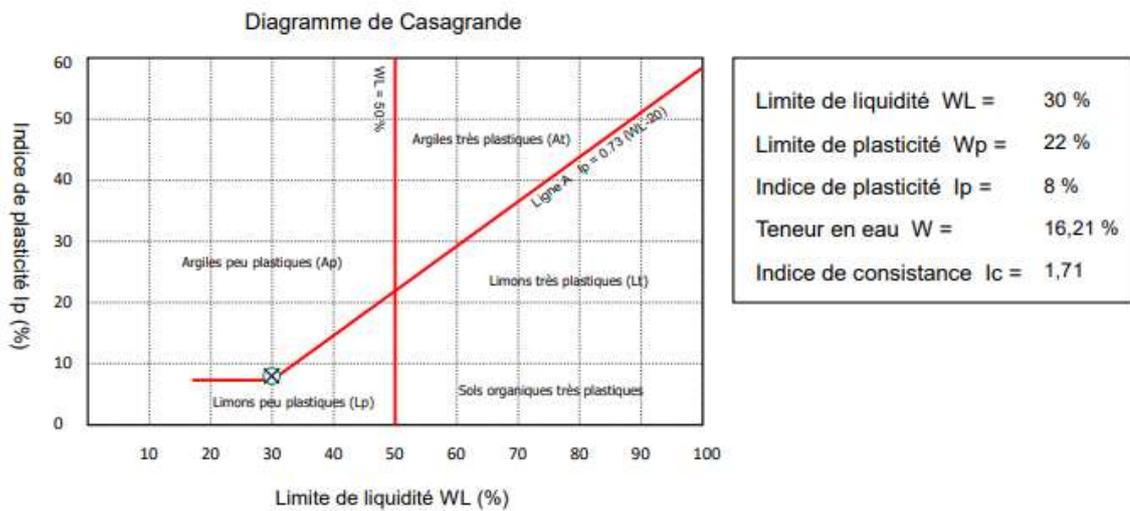
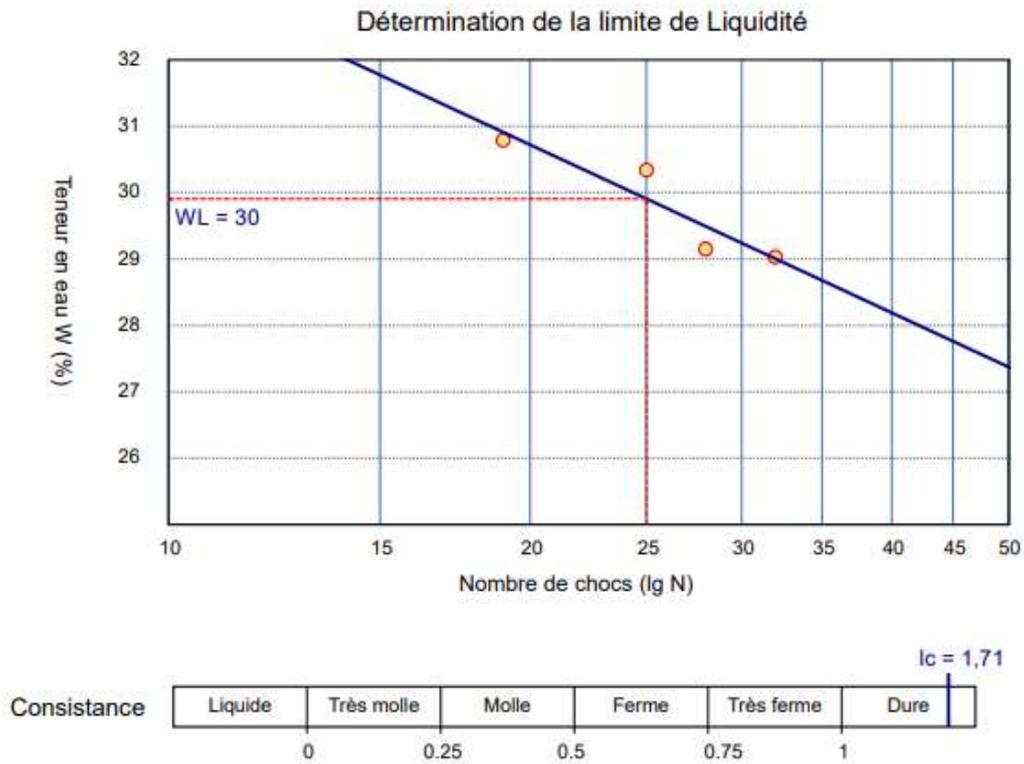
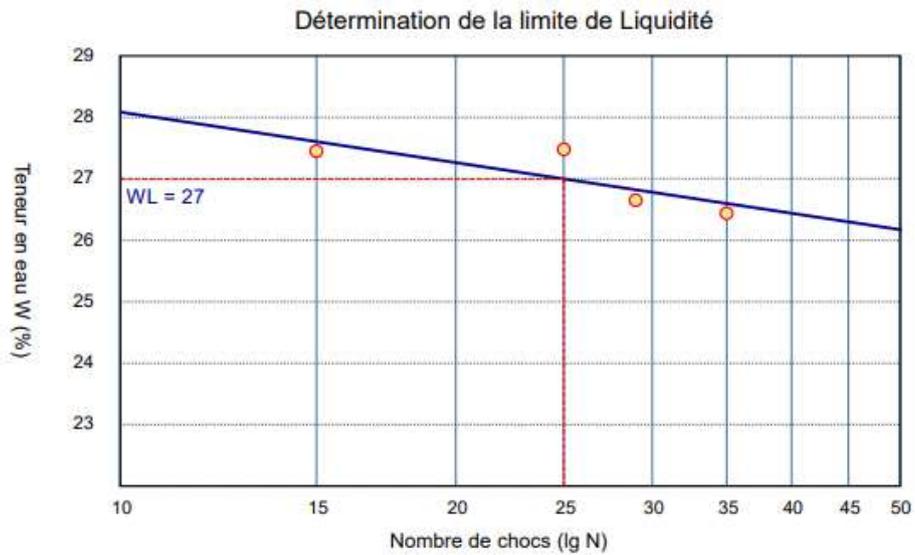


Figure 1. 14: résultats d'essai de limites d'Atterberg sondage 01



| Consistance | Liquide | Très molle | Molle | Ferme | Très ferme | Dure |
|-------------|---------|------------|-------|-------|------------|------|
| | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 | |

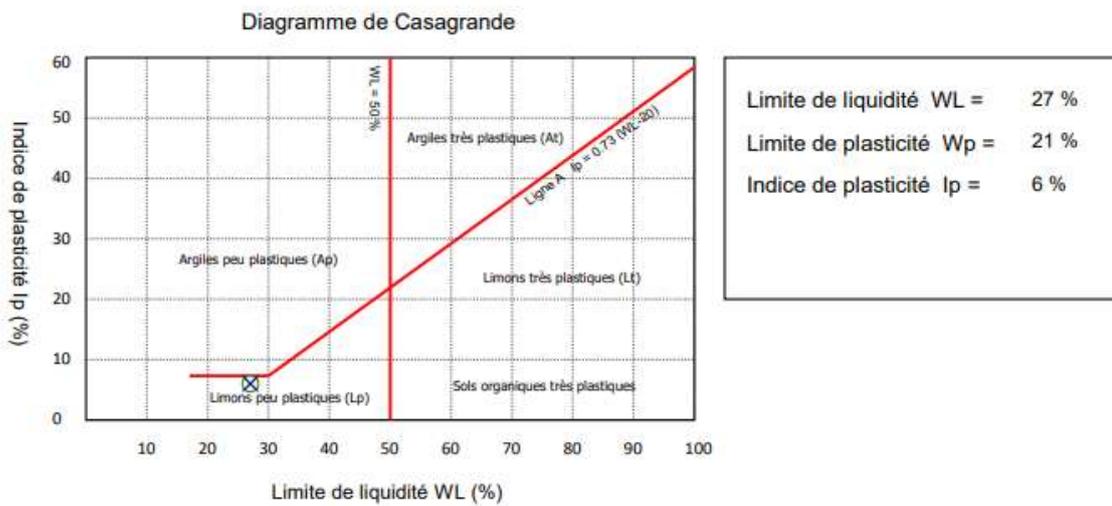


Figure 1. 15: résultats d'essai de limites d'Atterberg sondage 02

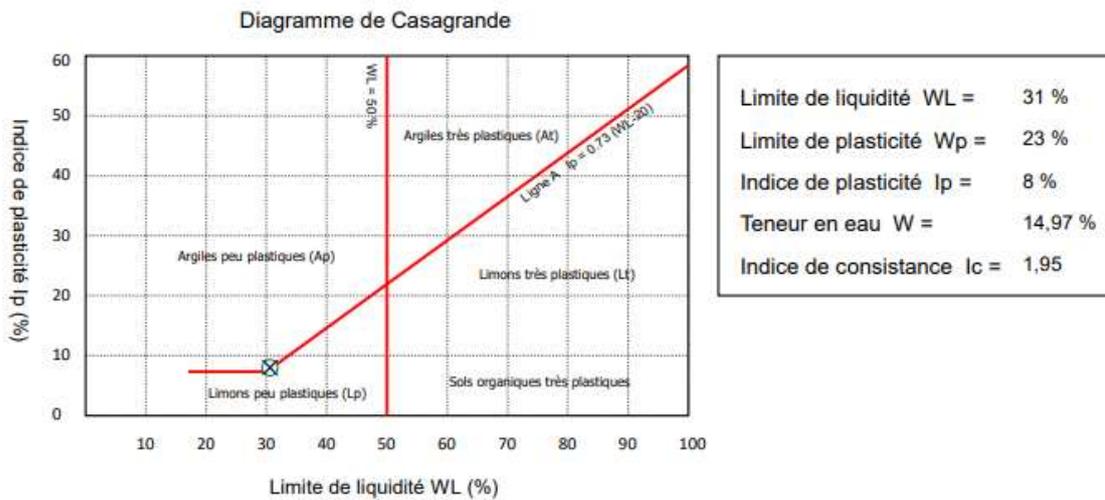
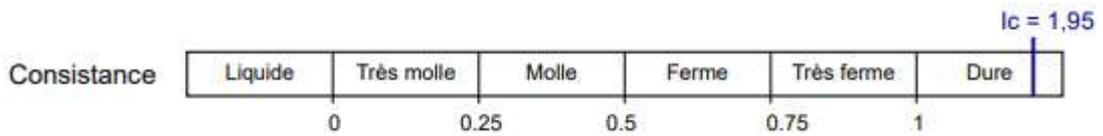
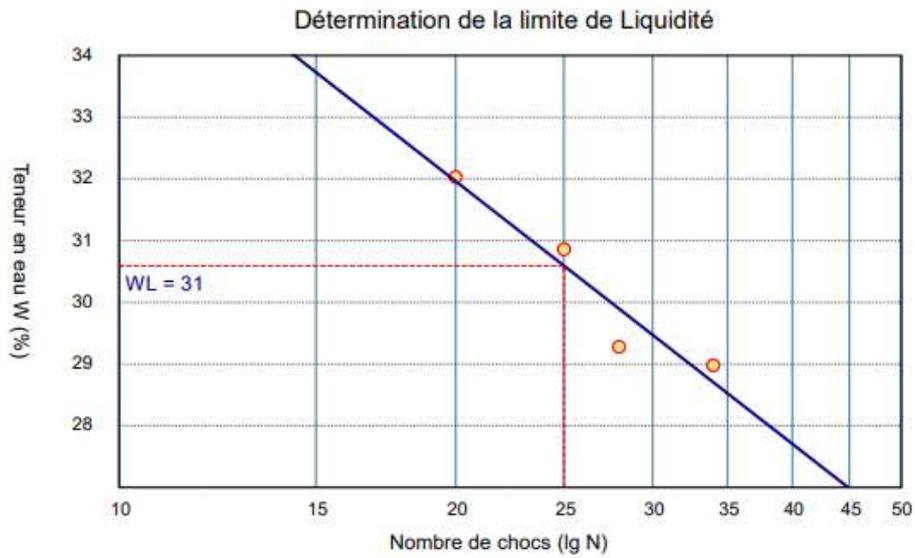


Figure 1. 16: résultats d'essai de limites d'Atterberg sondage 03

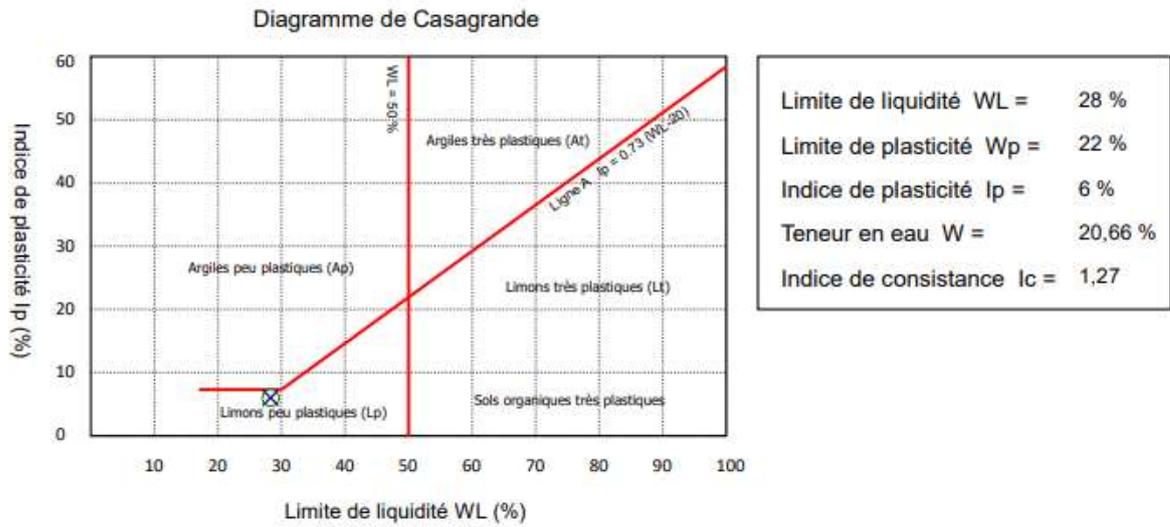
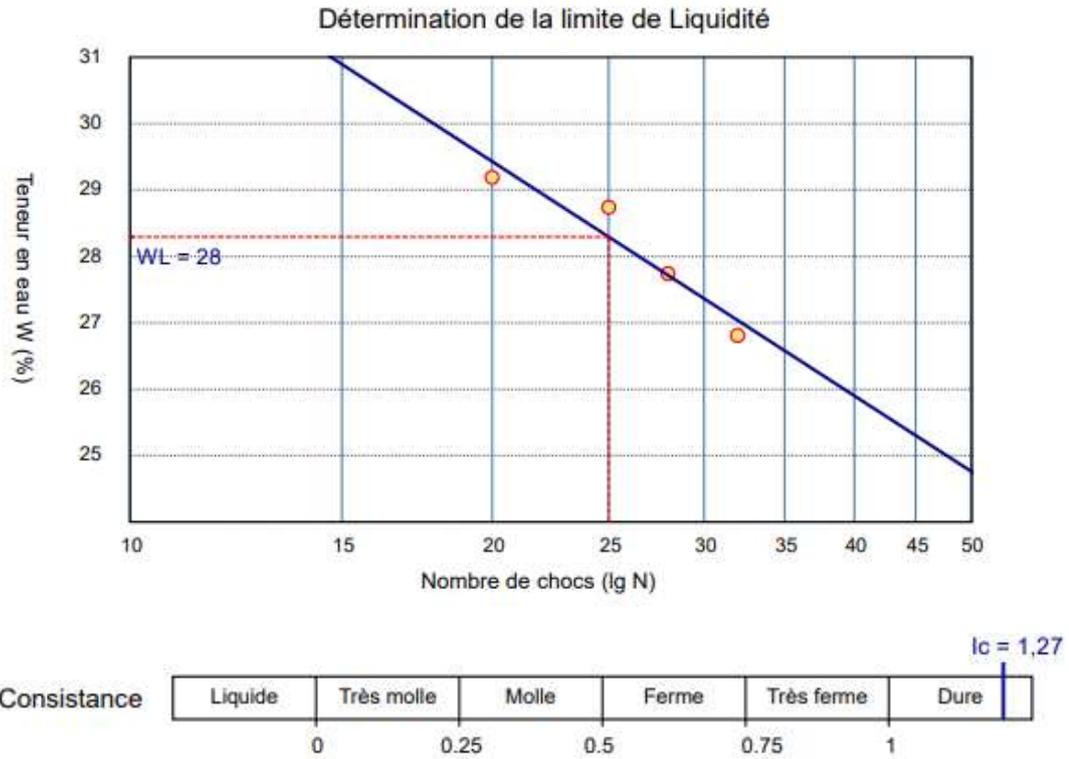
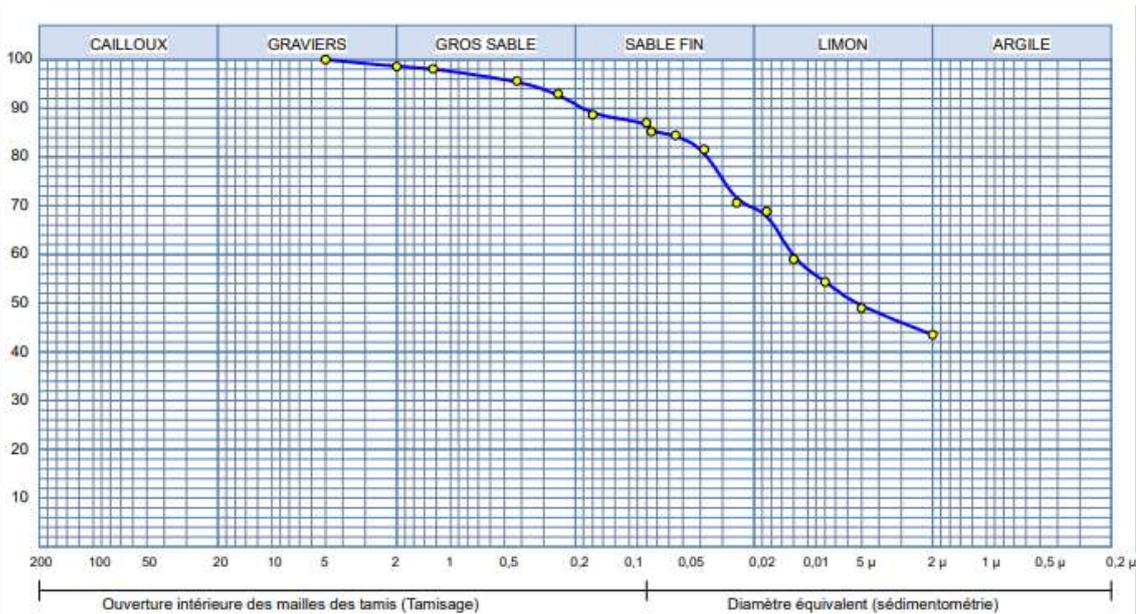


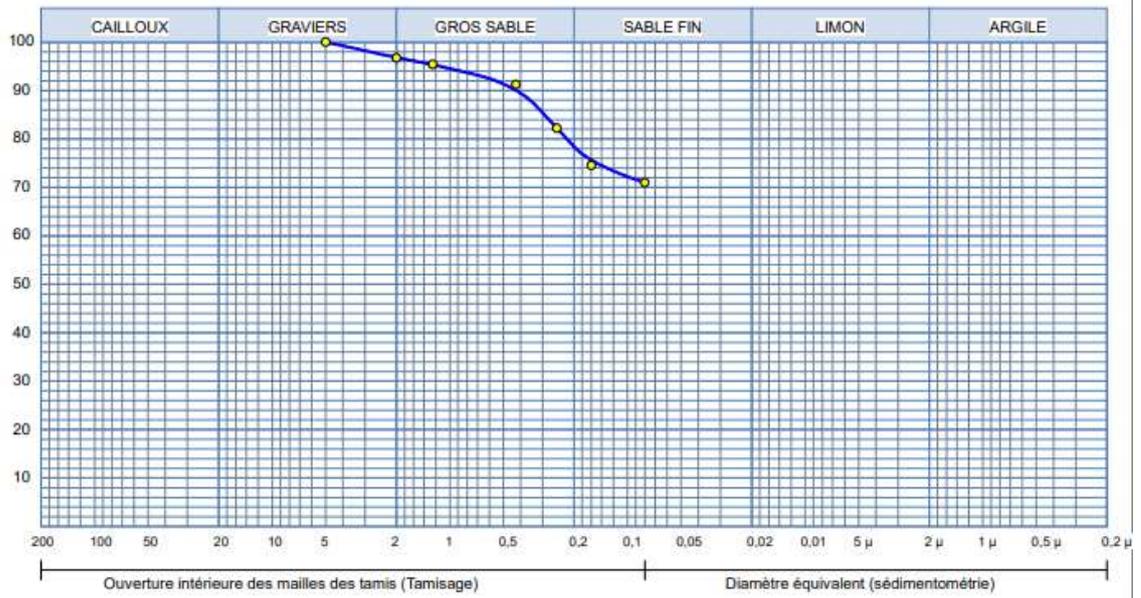
Figure 1. 17: résultats d'essai de limites d'Atterberg sondage 04



| Analyse Granulométrique | | Analyse sédimentométrique | |
|-------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| Tamis (mm) | Tamisat (%) | Diamètre équivalent | Tamisat (%) |
| 5,00 | 99,96 | 75,00 μm | 85,19 |
| 2,00 | 98,58 | 55,00 μm | 84,46 |
| 1,25 | 98,08 | | |
| 0,43 | 95,59 | 38,00 μm | 81,54 |
| 0,25 | 92,95 | 25,00 μm | 70,59 |
| 0,16 | 88,66 | | |
| 0,08 | 87,01 | 17,00 μm | 68,81 |
| | | 12,00 μm | 59,01 |
| | | 8,00 μm | 54,36 |
| | | 5,00 μm | 48,96 |
| | | 2,00 μm | 43,53 |

| Echant | < 80 μ | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat ⁿ |
|--------|---------|---------------------|---------|---------|--------------------------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | |
| —●— | 87,01 % | % | % | 0 % | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

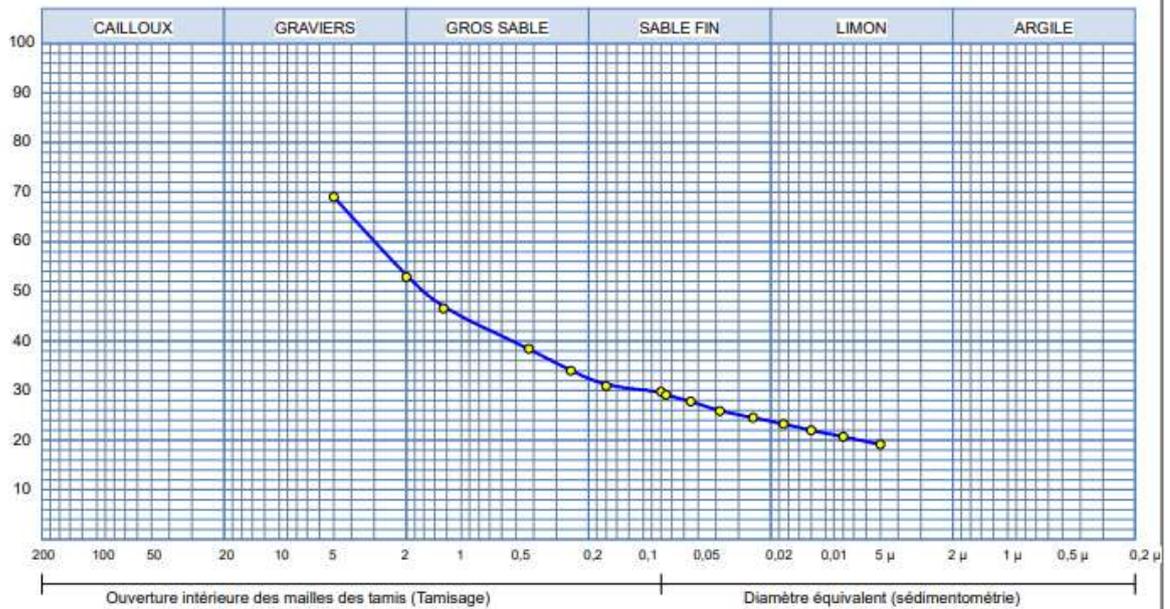
Figure 1. 18: Résultats des essais de laboratoire – granulometrie SD01.



| Analyse Granulométrique | | Analyse sédimentométrique | |
|-------------------------|------------|---------------------------|------------|
| Tamis (mm) | Tamisé (%) | Diamètre équivalent | Tamisé (%) |
| 5.00 | 100,00 | | |
| 2.00 | 96,76 | | |
| 1.25 | 95,38 | | |
| 0.43 | 91,26 | | |
| 0.25 | 82,24 | | |
| 0.16 | 74,57 | | |
| 0,08 | 70,98 | | |

| Echant | < 80 μ | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat' |
|--------|------------|---------------------|---------|---------|--------------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | |
| —●— | 70,98 % | % | % | 0 % | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

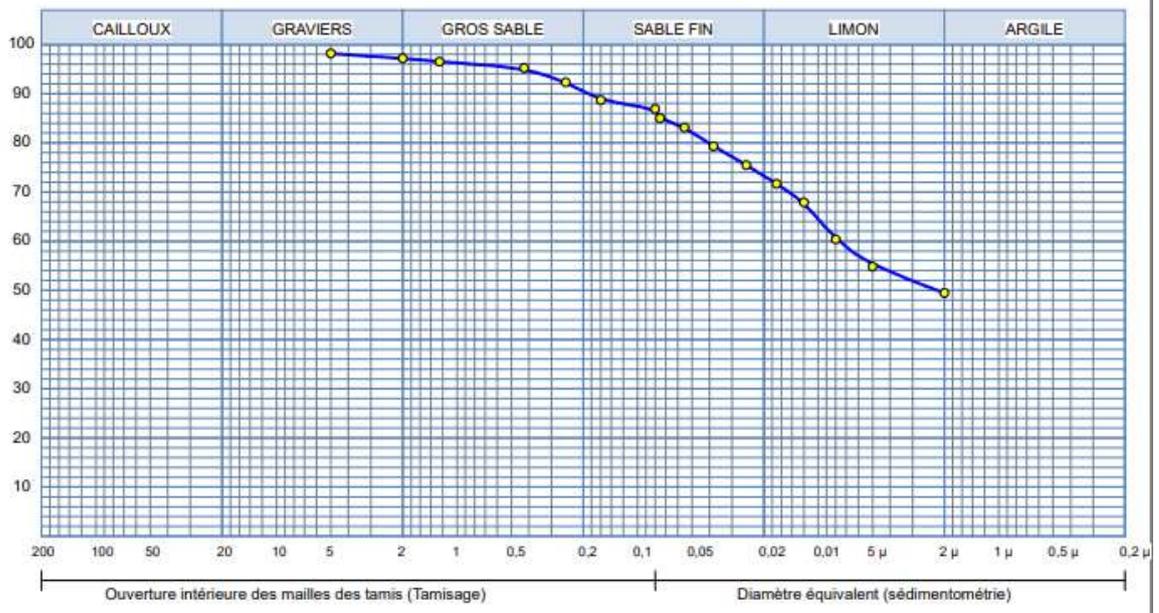
Figure 1. 19: Résultats des essais de laboratoire – granulometrie SD02.



| Analyse Granulométrique | | Analyse sédimentométrique | |
|-------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| Tamis (mm) | Tamisat (%) | Diamètre équivalent | Tamisat (%) |
| 5,00 | 69,00 | 75,00 μm | 29,12 |
| 2,00 | 52,86 | 55,00 μm | 27,82 |
| 1,25 | 46,52 | | |
| 0,43 | 38,41 | 38,00 μm | 25,86 |
| 0,25 | 34,00 | 25,00 μm | 24,56 |
| 0,16 | 30,92 | 17,00 μm | 23,26 |
| 0,08 | 29,77 | 12,00 μm | 21,98 |
| | | 8,00 μm | 20,70 |
| | | 5,00 μm | 19,12 |

| Echant | < 80 μ | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat ^r |
|--------|---------|---------------------|---------|--------|--------------------------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | LP (%) | |
| ●— | 29,77 % | % | % | 0 % | GL |
| | | | | | |
| | | | | | |

Figure 1. 20: Résultats des essais de laboratoire – granulometrie SD03.



| Analyse Granulométrique | | Analyse sédimentométrique | |
|-------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| Tamis (mm) | Tamisat (%) | Diamètre équivalent | Tamisat (%) |
| 5.00 | 98,16 | 75,00 μm | 84,98 |
| 2.00 | 97,16 | 55,00 μm | 83,08 |
| 1,25 | 96,52 | 38,00 μm | 79,28 |
| 0,43 | 95,22 | 25,00 μm | 75,49 |
| 0,25 | 92,32 | 17,00 μm | 71,69 |
| 0,16 | 88,68 | 12,00 μm | 67,89 |
| 0,08 | 86,88 | 8,00 μm | 60,39 |
| | | 5,00 μm | 54,83 |
| | | 2,00 μm | 49,49 |

| Echant | < 80 μ | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat ⁿ |
|--------|---------|---------------------|---------|---------|--------------------------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | |
| —●— | 86,88 % | % | % | 0 % | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

Figure 1. 21: Résultats des essais de laboratoire – granulometrie SD04.

Dédicace

Ce travail aussi humble soit-il, a été réalisé grâce à Dieu qui m'a guidé vers le chemin de la réussite et du savoir.

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots.

A toi chère maman

À l'Ecole de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager.

A toi cher père

A l'homme que j'ai partagé ma vie avec

A toi cher mari

A la joie et le bonheur de ma vie

A mes chers enfants Souhil et Ouais

A mes Frère Abd el kader et Akram Que dieu vous protège pour moi

A mes cher tantes et oncles

A mes chers cousins et cousines

A mon amie et ma binôme SOUHA, avec qui j'ai passée inoubliables moments

A mes collègues durant mon cursus et toute la promo géotechnique 2020/2021

Et a toute la famille AZOUZI.

HADIL

Dédicace

À l'aide de Dieu tout-puissant, qui m'a tracé le chemin de ma vie, J'ai pu réaliser ce travail, que je dédie :

A l'âme de mon père

Qu'Allah t'accorde sa miséricorde et vous réserve une place en son vaste paradis.
J'espère tu es fière de moi, car j'ai atteint cet objectif grâce à toi vous êtes mon modèle dans ma vie et ma motivation dans ce domaine, ta fille a continué ton chemin

A ma chère mère

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à ma mère en signe de reconnaissance pour tout ce qu'elle a consenti comme efforts, rien que pour me voir réussir, et voilà, l'occasion est venue j'espère tu es fière de moi que dieu toujours tu gardes à mes côtés mon ange gardien

A mes chers frères et ma chère sœur

Farah, Midou, Mehdi et Abdrehmen que dieu les garde toujours pour moi et à mes côtés

A mon oncle maternel

Aziz merci d'être à mes côtés, que dieu vous garde près de nous

A mes chères tantes et mes chères cousins et cousines

A ma binôme Hadil et sa famille

Ames chères amies bibiya, hana et wiam

A Soufiane et sa famille

A toutes la Famille BOUALEM et RAMMECHE

Souha

Remerciment

Nous remercier tout d'abord **ALLAH Le Miséricordieux** qui nous a donné la force et la patience pour terminer notre formation de master et pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre promotrice **Dr.HAZOUT. L** pour nous avoir encadrées, guidées tout au long de ce travail, avec qui nous avons eu tant de plaisir à travailler et qui nous ont fait profiter de ça expériences.

Nous tenons à gratifier aussi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont apportés à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail.

Aussi nous tenons à exprimer en particulier notre profonde gratitude a **Pr A.BOUAAFI** pour tous les effort qu'il a donnés a toute la promotion géotechnique 2020/2021 ainsi que les autres enseignant géotechnique.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

RESUME

La résistance au cisaillement des sols est parmi les paramètres les plus importants dans l'étude et la conception des ouvrages de génie civil, de travaux publics, et d'hydraulique... etc. Plusieurs chercheurs ont étudié les effets de différents types de fines sur le comportement mécanique et physique des sols. Dans la littérature il existe de nombreuses controverses dans l'interprétation des résultats concernant la résistance, les tassements...

Le présent travail de recherche vise à développer une compréhension générale sur le comportement mécanique des échantillons du sable de Zemouri, traité par des cendres volantes. La réponse contrainte-déformation du mélange sable-cendre volante est de plus en plus étudiée au cours de ces années. De nombreuses études en laboratoire ont été menées pour étudier l'influence de différents facteurs sur le comportement mécanique des sols sableux, comme : la teneur en fines, la contrainte normale initiale, la structure initiale, l'indice des vides ou la densité relative initiale, enfin la taille et la forme des grains...

L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier l'influence de la teneur en cendres volantes sur le comportement mécanique du sable de Zemouri. Ce dernier a été mélangé avec des fractions en cendres volantes de FA=0%, 5%, 10% et 15%. Un programme expérimental a été réalisé à l'aide d'un dispositif de cisaillement direct sur différents mélanges reconstitués en laboratoire avec trois densités relatives initiales de $D_r = 25\%$, 55% et 85% et soumis à des contraintes normales initiales de 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa pour l'ensemble des essais.

Les résultats obtenus, montrent clairement que les fractions de cendres volantes ont une influence significative sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes. En effet, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en cendre volante pour tous les paramètres considérés. La tendance observée de l'augmentation de la résistance au cisaillement est attribuée à l'amplification de l'enchevêtrement entre les particules en raison de la présence de cendres volantes entre les particules du sable induisant ainsi un caractère dilatatant des mélanges. Les résultats obtenus indiquent que la teneur en cendres volantes est un paramètre très pertinent dans la prédiction du comportement mécanique en terme de l'angle de frottement, de la contrainte maximale, et de la contrainte normalisée des mélanges sable-cendres volantes.

Mots clés : Sable, cendres volantes, résistance au cisaillement, caractéristiques mécaniques, teneur en fines.

ABSTRACT

The shear strength of soils is an important factor in the study and design of civil engineering structures, public works, and hydraulic works. Several researchers studied the effects of different types of fine particles on the mechanical and physical behavior of soils. In the literature there are many controversies in the results concerning shear strength, settlements ...

The present research work aims to develop a general understanding of the mechanical behavior of Zemmouri sand treated with fly ashes. The stress-strain response of sand-fly ash mixture has been studied in recent years. Numerous laboratory and in-situ studies have been carried out to study the influence of different factors on the mechanical behavior of sandy soils such as fines content, initial normal stress, initial structure, void ratio or relative density, size and shape of the grains.

The objective of this research work is to study the influence of the fly ashes on the mechanical behavior of Zemmouri sand. The mixture has a fraction of fly ashes varying from FA = 0% to FA = 15%. An experimental program was carried out on the direct shear box on different mixtures reconstituted in the laboratory with three initial relative densities ($D_r = 25\%$, 55% and 85%) and subjected to three different initial normal stresses to 100 kPa, 200 kPa, and 300 kPa for the set the tests. The results of the tests obtained with the direct shear box clearly show that the fly ashes fraction has a significant influence on the mechanical behavior of sand-fly ash mixtures. In addition, the shear strength increases with the increase in the fly ashes content up to a threshold (FA = 15%) for all the parameters considered. The observed trend of increasing shear strength with the addition of fly ashes content (FA = 15%) can be attributed to the amplification of the interlocking of particle due to the existence of fly ashes particles between the large particles of sand inducing an increase of the dilatant character of the tested sand-fly ashes mixtures. The results suggest that the content (fraction) of fly ashes is a detrimental parameter in the mechanical behavior prediction related to the friction angle, the maximum shear strength, and the standardized shear strength of the sand-fly ashes mixtures.

Key words: Sand, fly ashes, shear strength, mechanical characteristics, fine content.

ملخص

تعتبر قوة القص للتربة من اهم العوامل لدراس وتصميم الهياكل الخاصة بالهندسة المدنية، الاشغال العمومية، مشاريع الريالخ

تهدف هذه الدراسة الى فهم عام للسلوك الميكانيكي لرمال زموري المعالجة بعينات من الرماد المتطاير.

تتم في الأونة الحالية دراسة سلوك الخليط المتكون من مختلف الرمال مع الرماد المتطاير بشكل متزايد لمعرفة مختلف العوامل المؤثرة , كنسبة الاجسام الدقيقة , الاجهاد الأولى , الهيكل الأول , الكثافة النسبية الأولى , شكل و حجم الحبيبات .

الهدف من هذا البحث هو دراسة تاثير نسبة الرمال المتطاير على السلوك الميكانيكي لرمال زموري ثم خلط هذا الأخير بنسب 0% ، 5% ، 10% ، 15%

تم تنفيذ برنامج تجريبي للقص المباشر على خلائط مختلفة اعيد تكوينها في المخبر بثلاث كثافات نسبية أولية مختلفة 25% ، 55% ، 85% و تحت ضغوط أولية مختلفة 100kpa ، 200kpa ، 300kpa

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها انه نسب الرماد المتطاير لها تاثير كبير على السلوك الميكانيكي للخلائط انه مقاومة القص تزداد مع نسب الرماد المتطاير من اجل جميع المعطيات. يعود هذا السلوك الى تضخيم التشابك بين حبيبات الرمال بسبب وجود الرماد المتطاير الذي أدى الى ازدياد التمدد للخلائط.

تشير النتائج التي تم الحصول عليها الى ان نسبة الرماد المتطاير هو عامل مهم للغاية في التنبؤ بالسلوك الميكانيكي من حيث زاوية الاحتكاك، الضغط الأقصى، والضغط الطبيعي لمخاليط الرمال مع الرماد المتطاير.

SOMMAIRE

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Notations

Introduction générale 1

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIE

| | | |
|-------|--|----|
| 1.1 | INTRODUCTION | 1 |
| 1.2 | Généralités sur les teneurs en fines et leurs effets sur la réponse mécanique des sols : . | 1 |
| 1.2.1 | Effet de la cendre volante : | 1 |
| 1.2.2 | Effet des fines peu plastique (limons) | 4 |
| 1.2.3 | Effet du charbon biologique (biochar) : | 8 |
| 1.2.4 | Effet de la bentonite : | 11 |
| 1.3 | Effet des quelques paramètres sur la réponse mécanique des sols : | 12 |
| 1.3.1 | Influence de la densité relative : | 13 |
| 1.3.2 | Influence de la taille des grains : | 17 |
| 1.3.3 | Influence des méthodes de déposition | 19 |
| 1.4 | Conclusion | 23 |

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

| | | |
|---------|--|----|
| 2.1 | Introduction | 26 |
| 2.2 | Dispositif expérimental | 26 |
| 2.2.1 | Introduction | 26 |
| 2.2.2 | But de l'essai | 27 |
| 2.2.2.1 | Eléments constituant la boîte de cisaillement | 27 |
| 2.2.2.2 | Détermination des caractéristiques mécaniques du sol | 28 |
| 2.2.2.3 | Détermination des caractéristiques mécaniques du sol | 30 |
| 2.3 | Matériaux utilisés | 30 |
| 2.4 | Présentation des cendres volantes | 31 |
| 2.5 | Procédure de l'essai | 35 |
| 2.6 | Exécution de l'essai | 37 |

SOMMAIRE

| | | |
|-----|--------------------------------|----|
| 2.7 | Traitement des résultats | 38 |
| 2.8 | Conclusion | 38 |

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

| | | |
|-------|---|----|
| 3.1 | Introduction..... | 40 |
| 3.2 | Résultats des essais réalisés :..... | 40 |
| 3.2.1 | Densité relative initiale, $D_r = 25\%$:..... | 40 |
| 3.2.2 | Densité relative, $D_r = 55\%$ | 43 |
| 3.2.3 | Densité relative, $D_r = 85\%$ | 45 |
| 3.3 | Effet de la fraction des cendres volantes sur la résistance au cisaillement maximale .. | 47 |
| 3.3.1 | La densité relative $D_r = 25\%$: | 48 |
| 3.3.2 | La densité relative $D_r = 55\%$: | 49 |
| 3.3.3 | La densité relative $D_r = 85\%$: | 51 |
| 3.4 | Effet de la fraction des cendres volantes sur la résistance au cisaillement normalisée | 52 |
| 3.5 | Effet de la fraction des cendres volantes sur l'angle de frottement interne :..... | 53 |
| 3.6 | Conclusion | 55 |

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MÉLANGES SABLE CENDRE VOLANTE

| | | |
|-------|--|----|
| 4.1 | Introduction | 56 |
| 4.2 | Influence de la densité relative initiale..... | 56 |
| 4.2.1 | Pour une contrainte normale $\sigma_n = 100$ kPa | 56 |
| 4.2.2 | Contrainte normale ($\sigma_n = 200$ kPa) | 59 |
| 4.2.3 | Contrainte normale $\sigma_n = 300$ kPa | 62 |
| 4.3 | Influence de la contrainte normale initiale | 65 |
| 4.3.1 | Densité relative lâche ($D_r = 25\%$) :..... | 65 |
| 4.4 | Influence de la densité relative initiale et de la contrainte normale initiale sur la résistance au cisaillement maximale..... | 72 |
| 4.5 | Influence de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement normalisée. | 77 |
| 4.6 | Influence de la densité relative initiale sur l'angle de frottement | 78 |
| 4.7 | Conclusion..... | 79 |
| | Conclusion générale | 80 |
| | Liste des références | |

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, la réalisation de grands projets nécessite une compréhension et une identification parfaite des sols à partir d'observations et de mesures in situ ou en laboratoire. Le sol est un mélange de différents matériaux, sur lequel on érige des structures, c'est pourquoi les ingénieurs doivent s'efforcer d'en comprendre son comportement et d'en connaître ces propriétés.

Plusieurs chercheurs ont étudié les effets de différents types de particules fines sur le comportement des sols. Dans la littérature il existe de nombreuses controverses dans les résultats concernant la résistance au cisaillement, les tassements...

En revanche, l'utilisation de matériaux innovants tels que les cendres volantes (FLY ASH) dans les sols, particulièrement les sols sableux, est encore très limitée. Par ailleurs, l'évaluation de l'impact du taux des cendres volantes sur la résistance au cisaillement des sols sableux est un des sujets à analyser, afin d'identifier et de comprendre la réponse mécanique de ces matériaux d'une part, et d'autre part, il contribue à l'enrichissement de nouvelles recherches dans le domaine de la géotechnique.

L'objectif principal de cette étude expérimentale est d'effectuer des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrand, pour étudier l'effet des cendres volantes sur la résistance au cisaillement du sable de Zemmouri (Boumerdès). Le choix de ce matériau était suite au tremblement de terre particulièrement violent qui a secoué cette zone, dont la magnitude a été de 6.7 sur l'échelle de Richter. Ce séisme a été le plus meurtrier d'Algérie depuis celui d'El Asnam (chlef actuellement) en 1980.

Ce dernier a été localisé à l'intérieur de la mer, à 7 km au nord de l'embouchure d'oued Isser, dans la commune de Zemmouri. Des infrastructures publiques et privées notamment, les immeubles d'habitation, les mosquées, les établissements scolaires, universitaires et sanitaires, les ponts, les chaussées ont été complètement détruits, ...

Ce phénomène a causé d'énormes déformations aux sols tels que : le glissement de terrains, la liquéfaction des sols sableux etc...

Le sable étudié a été collecté d'une zone qui a subi une liquéfaction, située à Zemmouri el Bahri, et ce dans le but d'étudier son comportement sans et avec l'ajout des

fines. Des échantillons de sable ont été mélangés avec des cendres volantes, leurs pourcentages sont de 0 %, 5 %, 10 % et 15 %, reconstitués avec trois densités relatives initiales $D_r = 25 \%$, 55% et 85% et soumis à trois contraintes normales initiales σ_n de 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa.

Le premier chapitre présente une recherche bibliographique, qui est une synthèse des travaux réalisés sur l'influence des cendres volantes sur la réponse mécanique des sols, puis l'influence des autres paramètres sur la réponse mécanique des sols granulaires.

Le deuxième chapitre présente les équipements expérimentaux et la procédure d'essai de cisaillement à la boîte. Ensuite, nous avons présenté les matériaux utilisés et leurs propriétés physiques et chimiques, à savoir le sable de Zemmouri et les cendres volantes, puis le mode opératoire utilisé pour reconstruire et installer des échantillons pour cisaillement.

Le troisième chapitre présente les résultats d'essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrand, et étudier l'impact de la teneur en cendres volantes $FA = 0\%$, 5% , 10% et 15% sur la réponse mécanique du sable de Zemmouri.

Enfin, le quatrième chapitre analyse en détail les effets de la densité relative initiale ($D_r = 25 \%$, 55% et 85%) et de la contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa) sur les propriétés mécaniques des mélanges sable-cendres volantes.

CHAPITRE I
ETUDE BIBLIOGRAPHIE

1.1 INTRODUCTION

La caractérisation mécanique et l'instabilité des sols granulaires a toujours été l'un des problèmes les plus importants dans le domaine de la géotechnique. Malgré les études antérieures, la littérature publiée englobe de nombreuses recherches expérimentales qui ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui gouvernent la réponse des sols. L'étude de la caractérisation mécanique et physique des sols granulaires traités et améliorés par d'autres matériaux (les cendres volantes, Kaolin, bentonite, les fibres, le charbon biologique biochar...etc) passe obligatoirement par la connaissance des concepts fondamentaux contrôlant leur comportement sous l'impact des différents facteurs. La cendre volante est un matériau qui est introduit dans le domaine de la géotechnique ces dernières années, est parmi les paramètres qui jouent un rôle très important dans la compréhension de la réponse mécanique des sols. Dans ce chapitre, nous entamons une synthèse des travaux de recherche dans le domaine de comportement des sols granulaires mettant l'accent sur l'influence des cendres volantes sur la réponse mécanique de ces sols. Ensuite, on évoque l'effet de quelques autres paramètres sur la résistance au cisaillement comme : la densité relative, la taille des grains, la teneur en cendres volantes et la méthode de déposition.

1.2 Généralités sur les teneurs en fines et leurs effets sur la réponse mécanique des sols :

L'effet des particules fines sur la résistance au cisaillement des sols n'est pas entièrement compris jusqu'à aujourd'hui.

1.2.1 Effet de la cendre volante :

Les cendres volantes sont des matériaux fins qui ont un effet très remarquable sur le comportement mécanique du sol.

Kermatikerman et al. (2018) ont réalisés des essais de compression triaxiale non drainés des échantillons du sable, reconstitués au laboratoire avec des teneurs en cendres volantes (FA=0%,2%, 4% et 6%) à une densité relative initiale très lâche ($D_r=20\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P_c=50$ kPa). D'après leurs résultats, ils ont montré que l'ajout des cendres-volantes dans les échantillons du sable a changé le comportement en terme de contrainte-déformation. Ils ont constaté que les cendres

volantes jouent un rôle très important dans l'amplification de la résistance au cisaillement non drainée des sables. Ils ont trouvé que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation des teneurs en cendres volantes de (FA=0% à 6%) pour les mélanges sable-cendres volantes. Cette augmentation de résistance due au fait que les cendres volantes contribue à l'augmentation des forces inter granulaire du sables, comme indique la figure (1.4).(MERNI et ELAZAAR 2019)

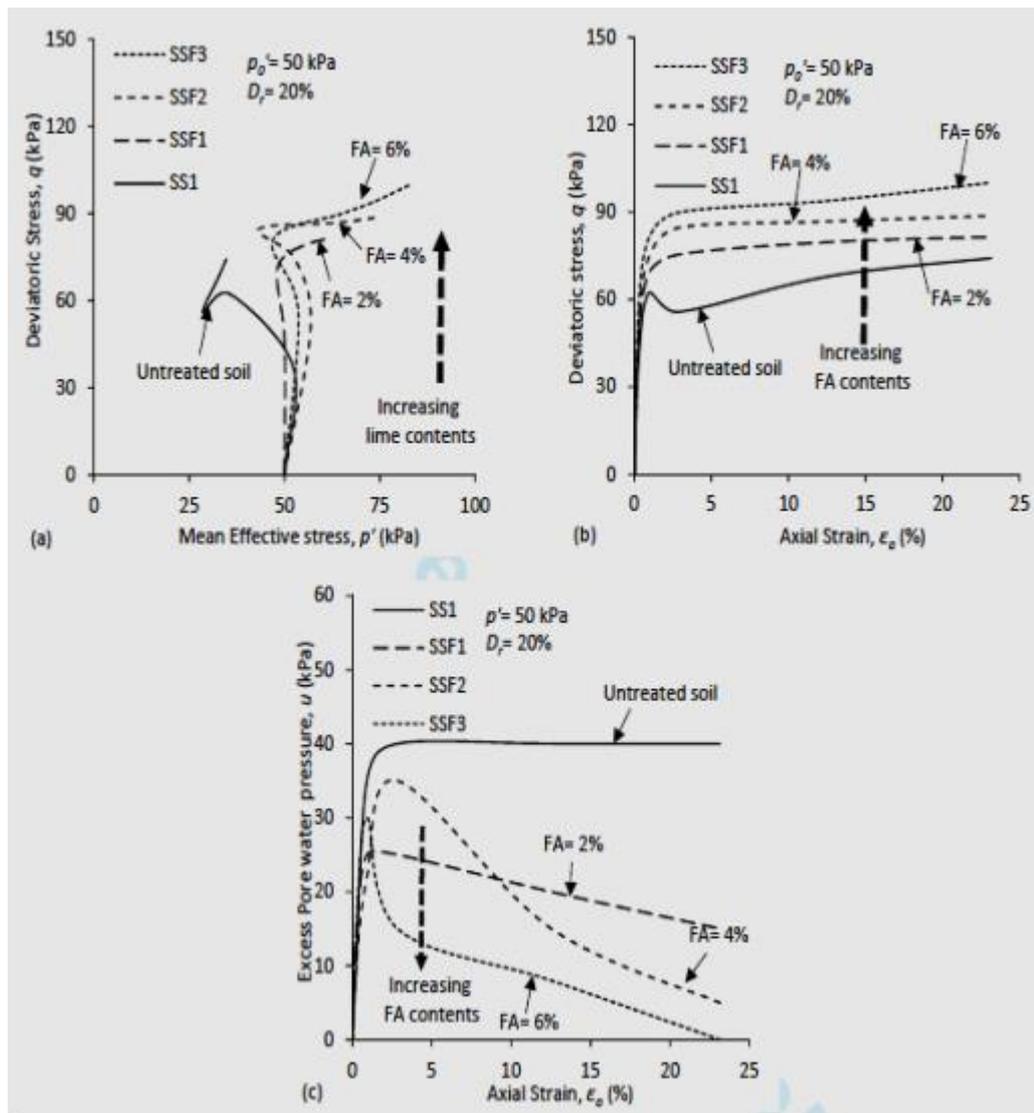


Figure 1. 1: Influence de la teneur en cendres volantes sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. Keratikerman et al. (2018)

Merni et Elezaar (2019) ont étudié l'influence de la teneur en cendres volantes sur le sable de Chlef ayant différents diamètres maximaux ($0.63 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4.0 \text{ mm}$) et un diamètre minimal ($D_{\min}=0.08 \text{ mm}$). Leurs échantillons ont été reconstitués avec une

densité relative initiale lâche ($Dr = 25\%$) et soumis à une contrainte normale initiale ($\sigma_n = 200\text{ kPa}$). Elles ont montré clairement que la proportion des cendres volantes a un effet remarquable sur la caractérisation mécanique des différentes classes granulaires du sable de Chlef. Elles ont trouvé aussi que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du pourcentage de cendres volantes de $FA=0\%$ à $FA=15\%$. Elles ont remarqué aussi que les échantillons ayant un diamètre maximal ($D_{max}=4.00\text{ mm}$) présentent des résistances plus élevées par rapport aux échantillons ayant les diamètres maximaux ($D_{max}= 4.00\text{ mm}$ et $D_{max}= 0.63\text{ mm}$) comme la montre dans la (Figure 1.2). (MEGROUSSE ET MAAMERI 2021)

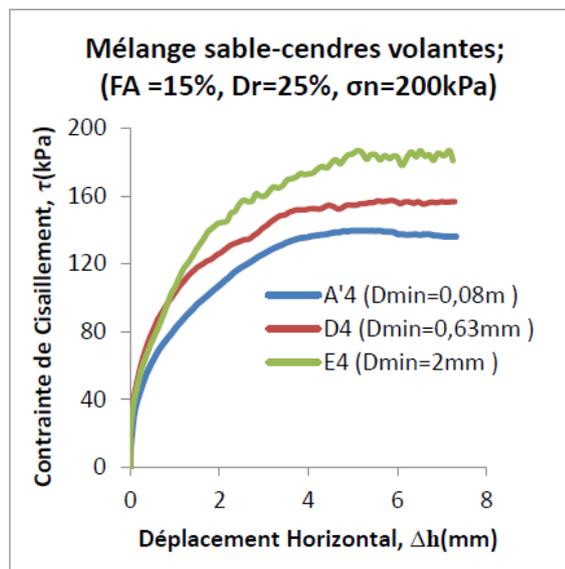


Figure 1. 2: Effet de la taille des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres

Volantes ($D_{max} = 4.0\text{ mm}$, $\sigma_n=200\text{ kPa}$, $Dr=25\%$, $FA=15\%$).Merni et Elezar 2019.

Terbag. (2019) a réalisé des essais de cisaillement direct sur une combinaison sable-cendres Volantes, pour le but d'analyser l'influence de la teneur en cendres volantes non plastique «NP» sur la réponse mécanique des sols sableux. Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de pluviation à sec (PS), avec une densité relative lâche initiale ($Dr=85\%$), et soumis à une contraintes normales initiales ($\sigma_n= 300\text{ kPa}$), pour différents pourcentages des cendres volantes ($FA=0\%$, 5% , 10% et 15%). Elle a montré que la teneur en cendres volantes a une influence sur la réponse mécanique du mélange sable-cendres volantes pour tous les paramètres testés. De plus, La résistance au cisaillement maximale

augmente légèrement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les mélanges testés. (Figure 1.3).

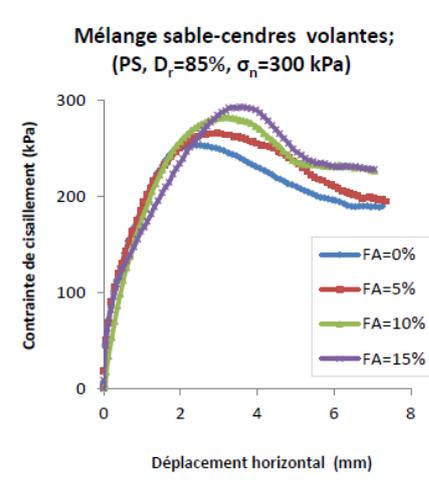
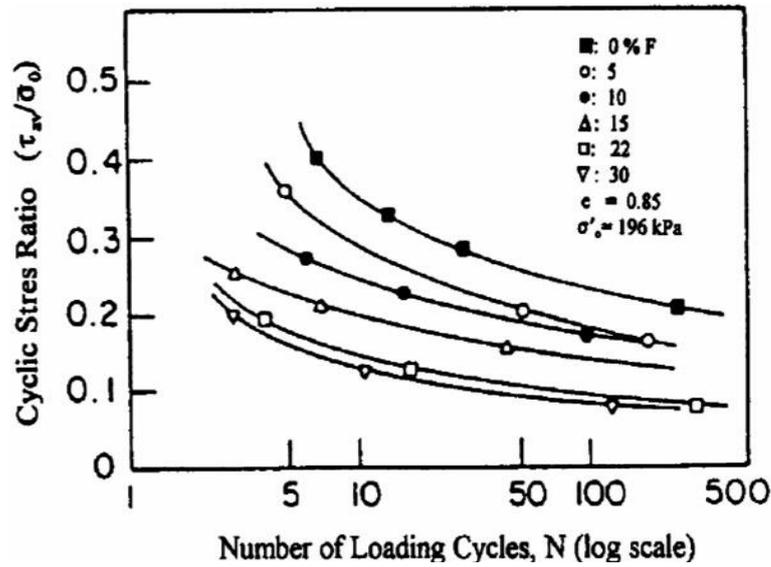


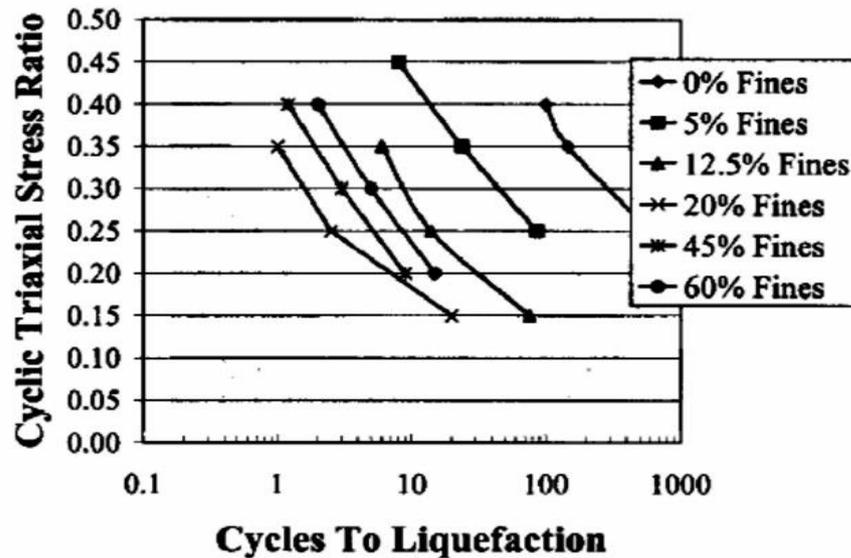
Figure 1. 3: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes (PS, $D_r=85\%$), $\sigma_n=300$ kPa

1.2.2 Effet des fines peu plastique (limons)

Troncoso(1990) a étudié la résistance au cisaillement cyclique d'un sable mélangé avec différentes teneurs en fines (limons) de $F_c=0\%$ à $F_c=30\%$ avec un indice de vides initial constant ($e=0.85$). Il a trouvé que la résistance au cisaillement cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. D'autre part, Koester(1994) a montré à partir des résultats obtenus sur des échantillons reconstitués avec une variation de la fraction des fines ($F_c=0$ à $F_c=60\%$) et avec un indice de vides initial $e=0,48$, que la résistance cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. Les résultats trouvés par ces deux chercheurs confirment que le pourcentage des fines joue un rôle très important dans la diminution des forces inter-particules entre les grains de sable et par conséquent la diminution de la résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-limon comme indique la figure (1.4) (MERNI et ELEZAAR 2019)



(a)



(b)

Figure 1. 4: Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement non drainée du sol (a)- Troncoso (1990) (b) Koester (1994)

Benghalia et al. (2014) ont réalisé des essais cycliques sur deux sables tels que : le sable de Chlef et le sable d’oued Rass, dans le but d’étudier l’influence des fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables limoneux. Ils ont trouvé que la résistance cyclique du sable diminue avec l’augmentation des fines jusqu’à une valeur limite $f_{c\ thre} = 5\%$ puis la résistance cyclique augmente avec l’augmentation des fines peu plastiques pour les deux mélanges (sable de Chlef-limon de Chlef) et (sable d’oued Rass-limon de Chlef) comme illustre la figure (1.5). (MERNI et ELEZAAR 2019)

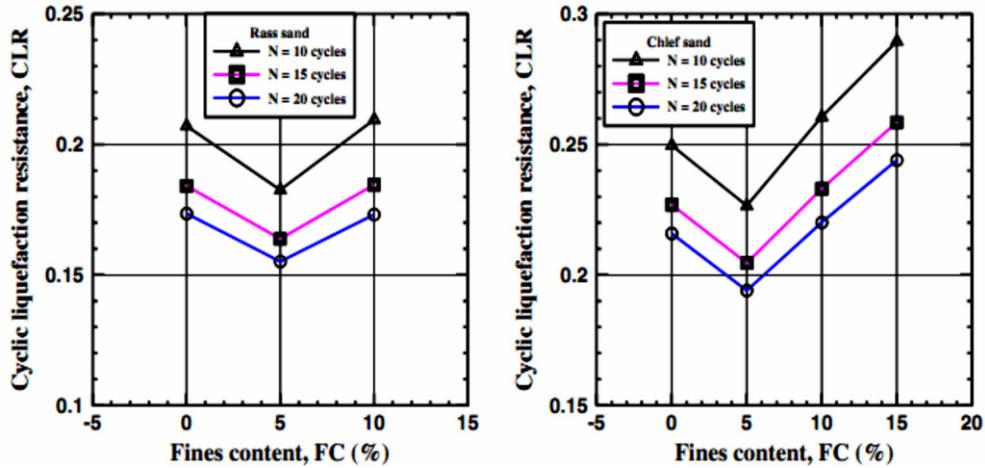


Figure 1. 5: Effet de fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables Benghalia et al. (2014).

Flitti et al. (2016) ont réalisé des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, dans le but d’identifier l’influence des fines peu plastiques sur les caractéristiques mécaniques tels que la cohésion et l’angle de frottement interne des mélanges sable-limon reconstitués au laboratoire avec une densité relative ($Dr=88\%$). Ils ont observé que la cohésion augmente avec l’augmentation de la teneur en fines (figure 1.6a). Par contre, pour l’angle de frottement, ils constaté qu’il diminue linéairement avec l’augmentation de la teneur en fines peu plastiques (figure 1.6b). Cette diminution de la résistance est due à la présence des fines particules entre les grains de sable qui favorisent la réduction du contact entre les grosses particules du sable. (MERNI et ELEZAAR 2019)

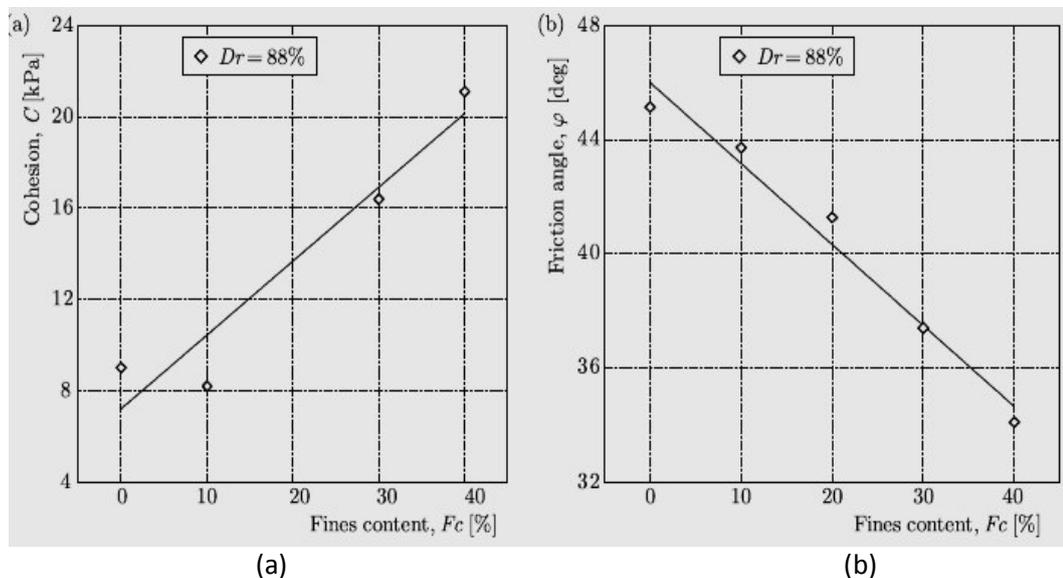


Figure 1. 6: Variation des caractéristiques mécaniques avec la teneur en fines, (a) cohésion en fonction de la teneur en fines, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en fines, Flitti et al. (2016)

(Arab., 2009) a étudié en laboratoire l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude est basée sur des essais triaxiaux drainés et non drainés monotones qui ont été réalisés sur des fractions des fines variant entre 0 à 50% ; et des essais cycliques réalisés sur des fractions des fines variant entre 0 à 25%. Les essais montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement du sol limoneux (l'angle de frottement décroît de 31° à 27° quand la fraction des fines croît de 0 à 50%), mais affecte peu l'angle caractéristique. La résistance résiduelle diminue d'une manière linéaire et significative avec l'augmentation de la fraction des fines. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente surtout pour les mélanges ayant 25 à 50% des fines.

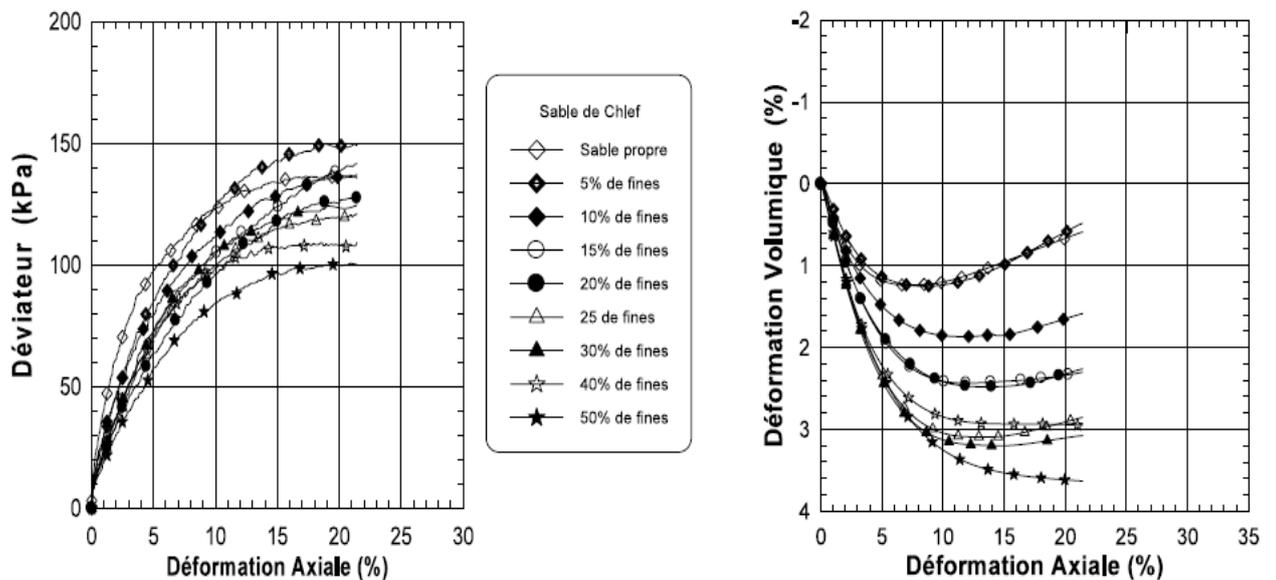


Figure 1. 7: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)

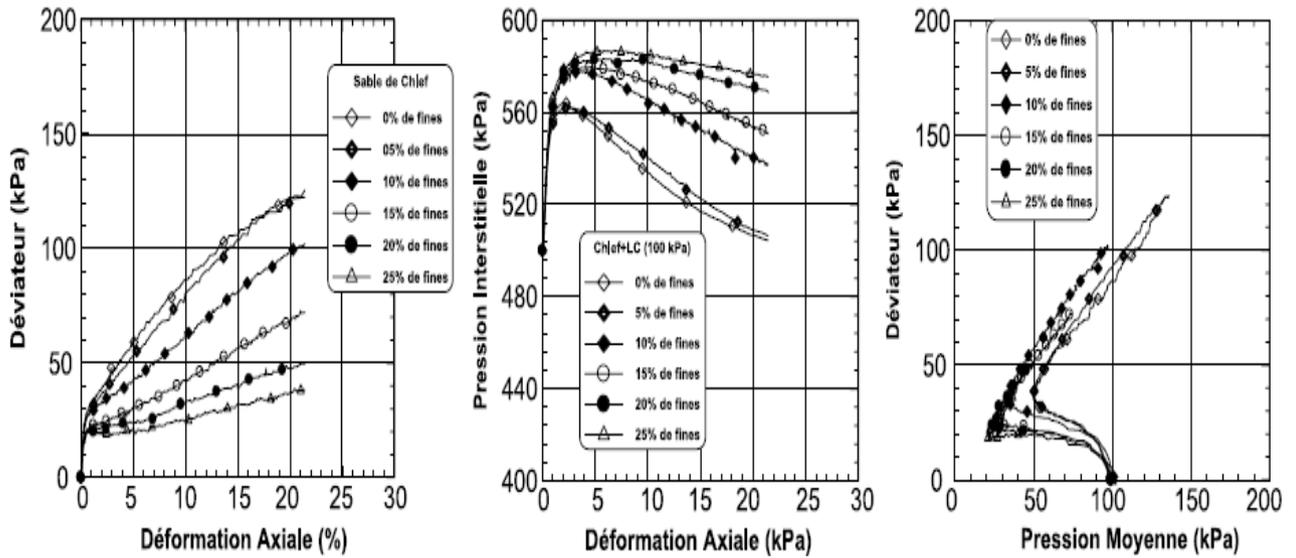


Figure 1. 8: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009).

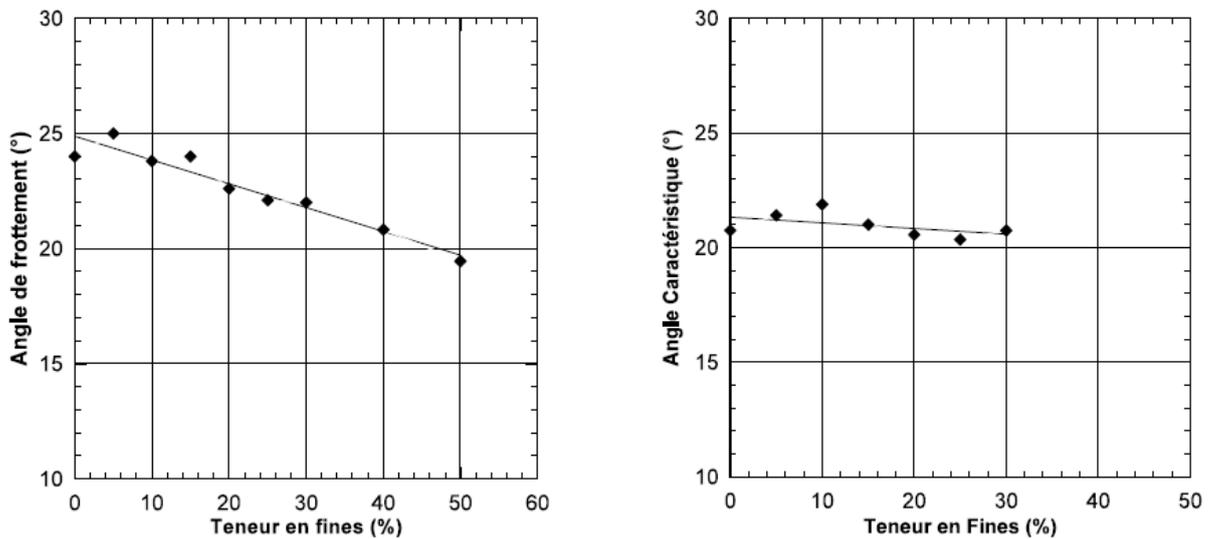


Figure 1. 9: Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement interne et l'angle caractéristique (Arab., 2009).

1.2.3 Effet du charbon biologique (biochar) :

Mochamad Arief et al. (2015) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur des mélanges sable-biochar (charbon biologique) avec des teneurs en charbon ($F_{bio}=0\%, 1\%, 2\%$ et 3%), sous trois contraintes normales ($\sigma_n=50, 150$ et 250 kPa). Ils ont trouvé que le biochar a une influence très significative sur la résistance au cisaillement d'un mélange

sable-biochar. Ils ont constaté aussi, pour une contrainte normale de 250 kPa et une teneur en charbon de 1%, la résistance au cisaillement diminue de 15.3 % par rapport au sable propre, tandis que, les mélanges ayant des fractions en charbon de 2 % et de 3 %, le pourcentage de la résistance au cisaillement diminue de 18.6 % et de 22.5 % respectivement par rapport à la résistance au cisaillement du sable propre. Ils ont conclu que le pourcentage en biochar joue un rôle très important dans la diminution de la résistance au cisaillement des mélanges sable-biochar comme l'illustre-la (Figure 1.9). (Megrouse et Maameri 2021)

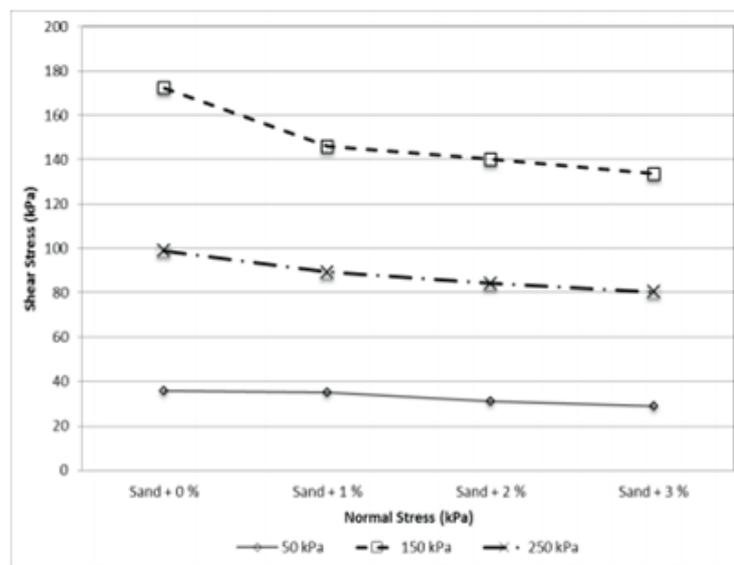


Figure 1. 10: Comparaison de la résistance au cisaillement du sable contenant 0 %, 1 %, 2 % et 3 % du biochar. Mochamad Arief et al. (2015)

Pardo et al. (2018) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur un sable mélangé avec des fractions en biochar variant de (F_{bio} = 0 %, 3 % et 5 %). Les mélanges ont été soumis sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Ils ont montré que le biochar a un impact sur la résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-biochar. Ils ont trouvé que l'augmentation de la teneur en biochar induit une augmentation très significative de la résistance au cisaillement cyclique des sols testés. La résistance au cisaillement cyclique d'un mélange sable -biochar pour la fraction en F_{bio} de 5 %, est six fois plus grande que la résistance au cisaillement cyclique du sable propre comme l'indique la (Figure 1.10) Megrouse et Maameri 2021).

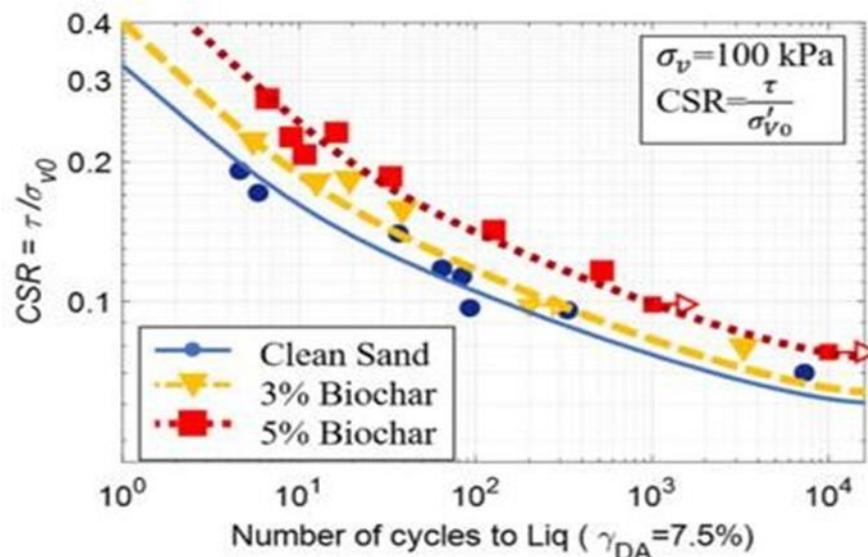


Figure 1. 11: Résultats des essais cycliques de cisaillement sur des échantillons du sable mélanges sable-biochar Pardo et al. (2018)

Rojimul et al. (2020) ont effectué des essais de cisaillement sur un mélange sable-biochar, dans le but d'étudier l'effet du biochar sur les paramètres de résistance au cisaillement (C et ϕ) du sable argileux. Les échantillons ont été mélangés avec des fractions en biochar de ($F_{bio} = 0\%$, 5% , 10% et 15%) et soumis à trois contraintes normales (50 kPa , 100 kPa et 150 kPa). Ils ont trouvé que la teneur en biochar a un effet notable sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-biochar. Ils ont montré que l'augmentation du pourcentage du biochar de $F_{bio} = 0\%$ à $F_{bio} = 15\%$ induit une augmentation remarquable de la résistance au cisaillement des sols étudiés. De plus, ils ont prouvé que le biochar a une influence significative sur les caractéristiques mécaniques en termes de l'angle de frottement interne et de la cohésion des mélanges sable-biochar. Ou, la cohésion augmente de 12.52 kPa , 18.2 kPa , 22.75 kPa et 25.76 kPa avec l'augmentation de la fraction du biochar de 0% , 5% , 10% et 15% respectivement. En outre, l'ajout du biochar de ($F_{bio} = 0\%$ à 10%) induit une augmentation de l'angle de frottement interne de $\Theta = 31.1 \pm 0.5^\circ$, 33.09° , 37.95° respectivement. Au-delà de cette valeur, l'angle de frottement diminue à ($\Theta = 37.53^\circ$) avec l'augmentation de la fraction de biochar pour les sols testés comme illustre dans la (Figure 1.11). (MEGROUSSE et MAAMERI 2021)

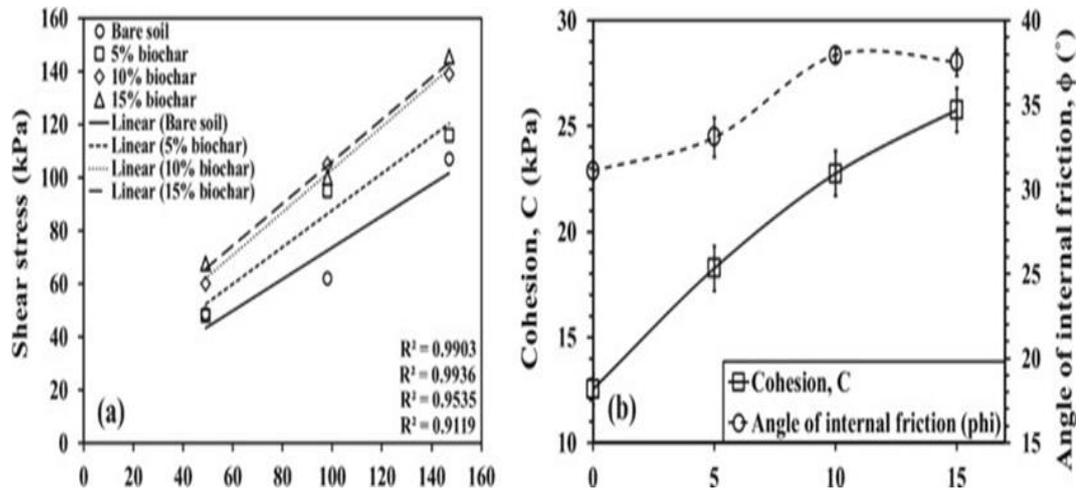


Figure 1. 12: Effet de la teneur en biochar sur la résistance au cisaillement et sur les caractéristiques mécaniques du sable. Rojimul et al. (2020)

1.2.4 Effet de la bentonite :

Derakhshandi et al. (2008) ont effectué des essais cycliques sur des mélanges de sable de Monterey avec une fraction de bentonite, variant de (Fb=0 %, 10 %, 20 % et 30 %). Leurs échantillons ont été reconstitués au laboratoire avec une densité relative initiale $D_r=50$ %. Ils ont noté que la pression interstitielle augmente d’une façon significative avec l’augmentation de la fraction de bentonite jusqu’à 10 %. Au-delà de cette valeur, elle s’atténue pour le pourcentage des fines plastiques compris entre 10 % et 20 %. Par contre, au-delà de Fb=20 %, ils ont remarqué une baisse de la pression interstitielle pour les sols testés comme indique la (Figure 1.12).

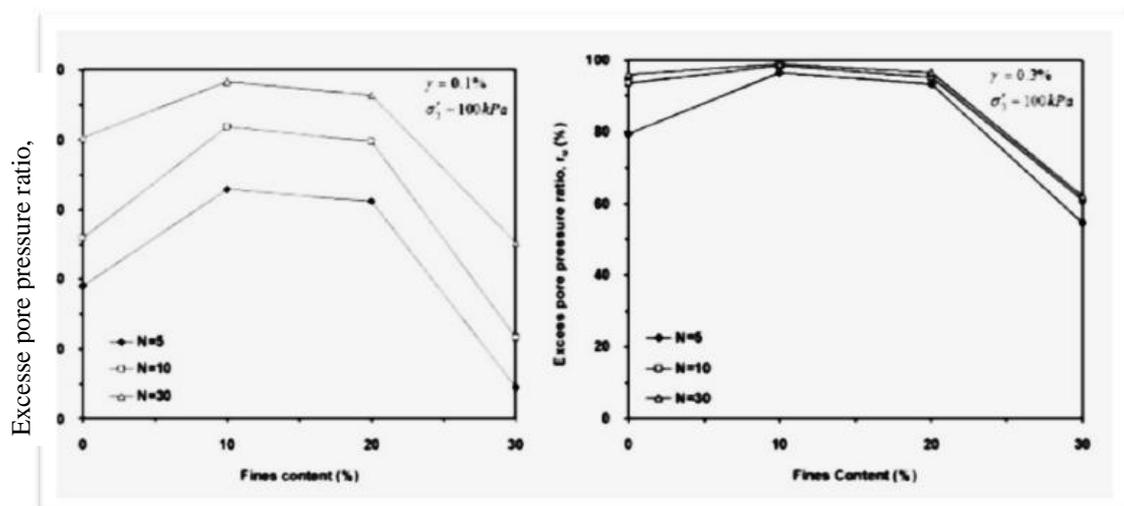


Figure 1. 13: Influence de la teneur en fines plastiques sur la surgénération de la surpression interstitielle Derakhshandi et al. (2008)

Bouchibane et Ben Abdel-Moutaleb (2020) ont examiné l'impact de la teneur en bentonite sur la caractérisation mécanique du sable de Chlef. Les essais ont été effectués à l'appareil de cisaillement direct à la boîte sur des spécimens du sable de Chlef mélangés avec des teneurs en bentonite ($F_b = 0\%$, 5% , 10% , 20% et 30%). Les mélanges sable-bentonite ont été préparés en utilisant la méthode de la pluviation à sec avec une densité relative initiale ($D_r = 55\%$), et soumis à une contrainte normale ($\sigma_n = 100$ kPa). Ils ont trouvé que le pourcentage de bentonite a un impact sur la caractérisation mécanique du mélange (sable- bentonite) ; ils ont montré que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la proportion de bentonite de ($F_b = 0\%$) à ($F_b = 10\%$). Au-delà de cette valeur, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite de $F_b = 10\%$ à $F_b = 30\%$. Ce qui explique que la phase de contractance augmente progressivement avec l'augmentation de la teneur en bentonite jusqu'à un seuil de ($F_b = 10\%$). Au-delà de cette valeur, l'augmentation de la teneur en bentonite induit une augmentation de la phase de dilatance comme la montre dans la (Figure 1.13).

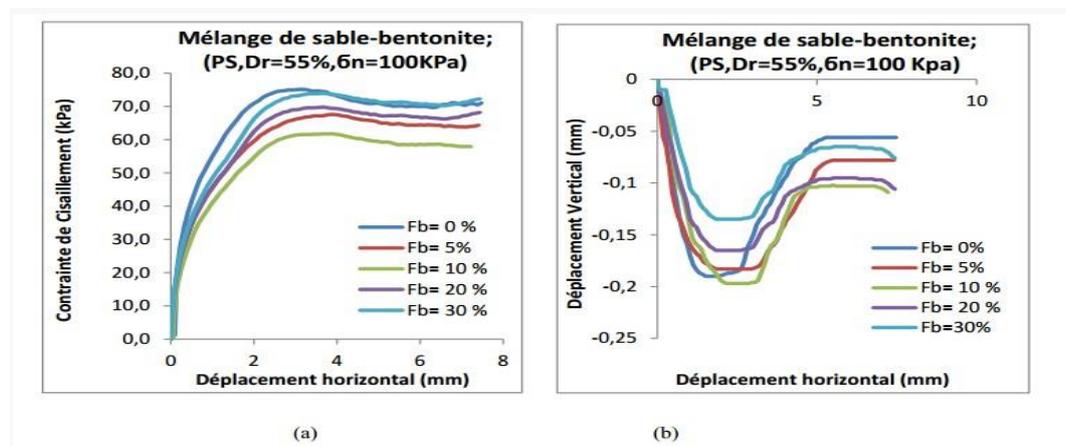


Figure 1. 14: Effet de la fraction de bentonite sur le comportement mécanique Bouchibane et Ben Abdel-Moutaleb (2020)

1.3 Effet des quelques paramètres sur la réponse mécanique des sols :

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement mécanique des sols, parmi ces derniers : la densité relative, la pression de confinement, la forme des grains, le degré de saturation et les cendres volantes.

1.3.1 Influence de la densité relative :

La densité relative influe d'une manière très remarquable sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. Tatsuoka et al. (1986) ont obtenu des résultats sur le sable de Toyoura, ils ont constaté que la résistance au cisaillement non drainée augmente d'une façon linéaire avec l'augmentation de la densité relative. Cette augmentation signifie que la densité relative joue un rôle primordial dans l'augmentation de l'enchevêtrement des grains des sols granulaires et par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des sols comme le montre la figure (1.14). (TERBAG 2019)

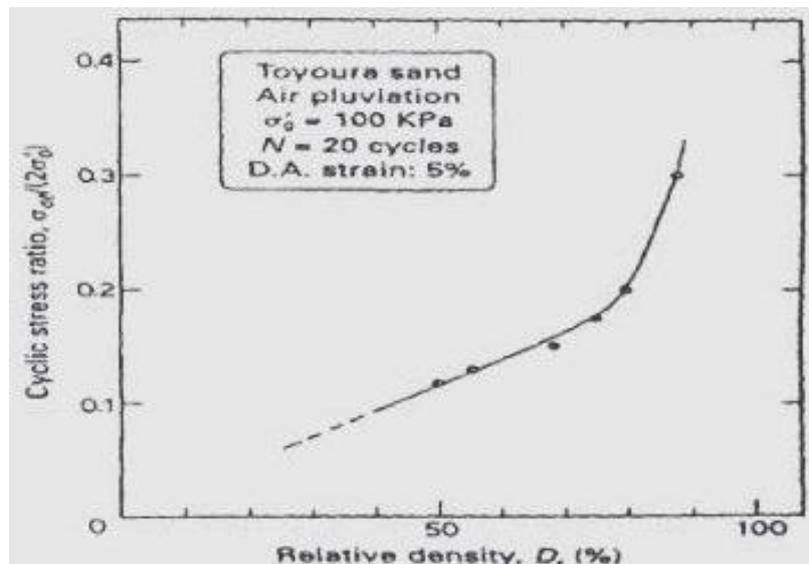


Figure 1. 15: Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement, Tatsuoka et al. (1986)

D'autres études expérimentales entamées par Verdugo et al. (1992), ils ont réalisé des essais triaxiaux dans le but d'étudier l'influence de la densité relative initiale sur la réponse mécanique du sable de Toyoura. Leurs résultats ont été discutés par Yoshimine et Ishihara. (1998). Ils ont indiqué que la tendance à la contractance se transforme graduellement à une tendance à la dilatance avec l'augmentation de la densité relative comme le montre la figure (1.15). Ils constaté que les échantillons denses à très denses présentent des valeurs élevées de la résistance au cisaillement non drainée du sable par rapport aux échantillons reconstitués par des densités relatives lâches et moyennement denses. (Terbag 2019).

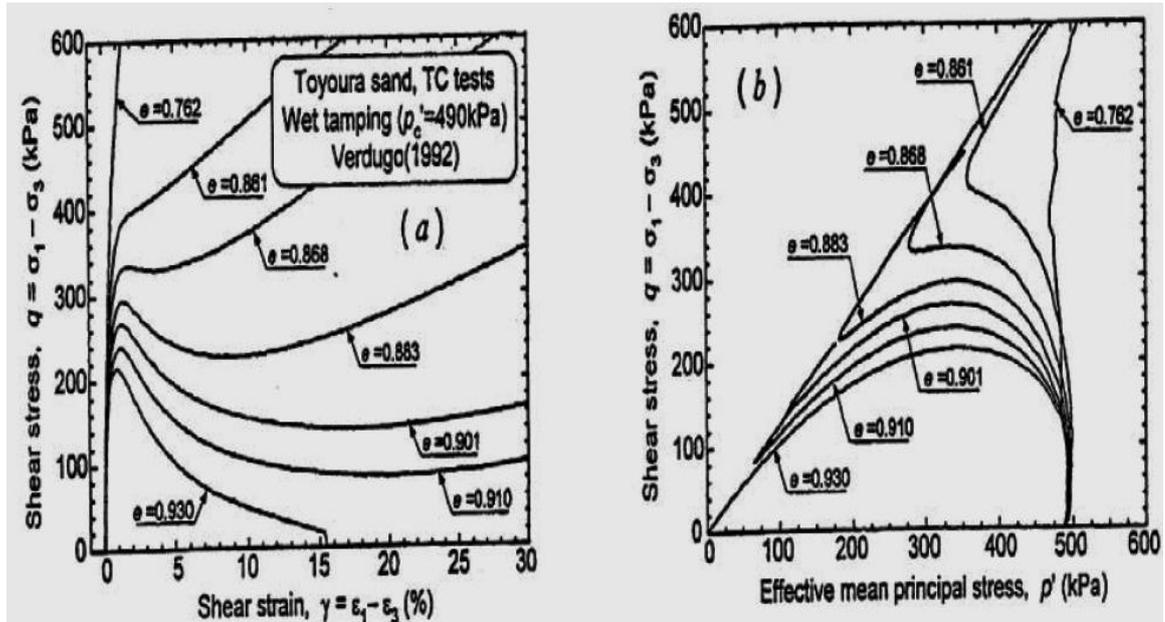


Figure 1. 16: Evolution de la résistance au cisaillement avec la densité relative. Yoshimine et Ishihara. (1998)

Arab et al. (2010) ont étudié en laboratoire l'influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sols granulaires. Ils ont réalisé des essais cycliques sur deux sables différents : sable d'Hostun et sable de Chlef. Leurs échantillons ont été préparés avec trois densités relatives initiales ($Dr=15\%$, 50% et 65%) et soumis à une pression initiale de confinement ($P'_c=100\text{ kPa}$). Ils ont observé que leurs résultats montrent d'une manière très claire, que l'augmentation de la densité relative conduit à une amélioration très significative de la résistance au cisaillement non drainée des sables. Ils ont constaté aussi que la résistance au cisaillement non drainée du sable d'Hostun est supérieure par rapport au sable de Chlef et qui peut être expliquée par le fait que la forme semi-anguleuse des grains du sable d'Hostun a un effet significatif sur la résistance au cisaillement non drainée par rapport au forme arrondie du sable de Chlef comme l'indique la figure (1.16). (TERBAG 2019)

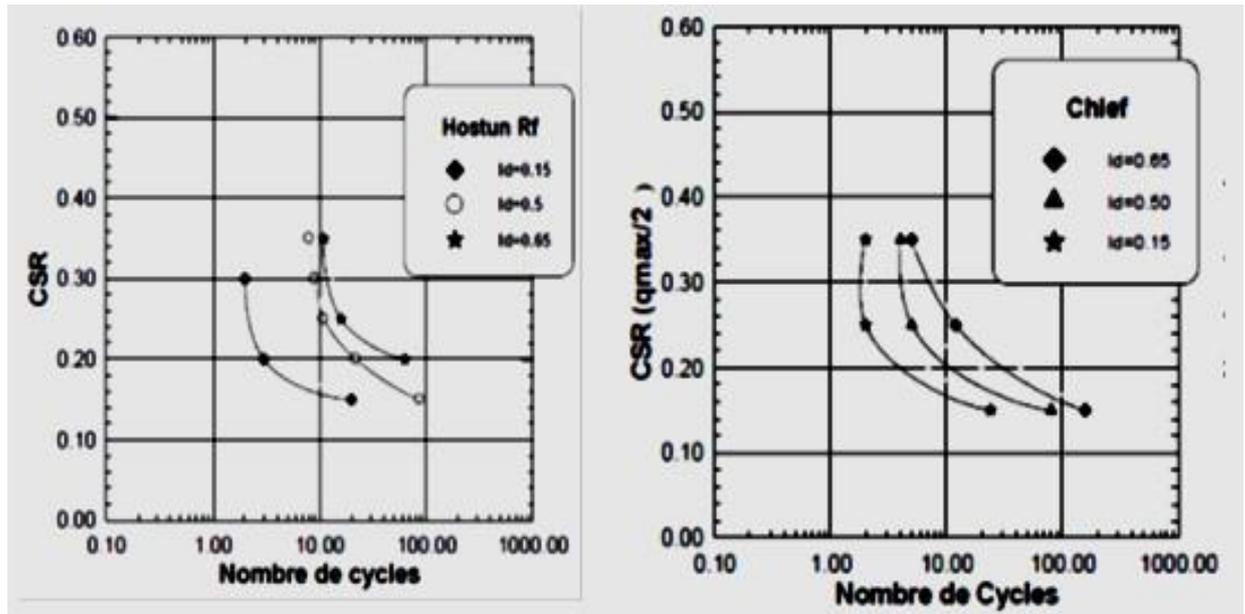


Figure 1. 17: Influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sables, (a)-Sable d'Hostun, (b)-Sable de Chlef, Arab et al., (2010).

Bachir et Banchaa (2018) ont analysées l'influence de la densité relative lâche $Dr = 25\%$; moyennement dense $Dr = 55\%$ et dense $Dr=90\%$, sur la réponse mécanique des trois sables : sable de Chlef, sable d'Hostun et sable Fontainebleau. Leurs échantillons ont été reconstitués avec la technique de déposition qui est nommée « la pluviométrie à sec » et soumis à une contrainte normale initiale de confinement $\sigma_n=100$ kPa. Ils ont trouvé que le paramètre de la densité relative à une influence remarquable sur la résistance au cisaillement ($\tau_{max} = 59.5$ kPa, 67.05 kPa et 90.42 kPa pour le sable de Chlef), ($\tau_{max} = 72.8$ kPa, 85.17 kPa et 101.78 kPa pour le sable d'Hostun) et ($\tau_{max} = 70.72$ kPa, 83.81 kPa et 91.36 kPa pour le sable de Fontainebleau) pour les trois densités relatives initiales $Dr= 25\%$, 55% et 90% respectivement. Figures (1.18, 1.19 et 1.20). Les résultats obtenus par Bachir et Banchaa (2018) montrent que l'augmentation de la densité relative initiale améliore la résistance au cisaillement des sols par l'augmentation de l'enchevêtrement entre les particules des sols granulaires. (TERBAG (2019))

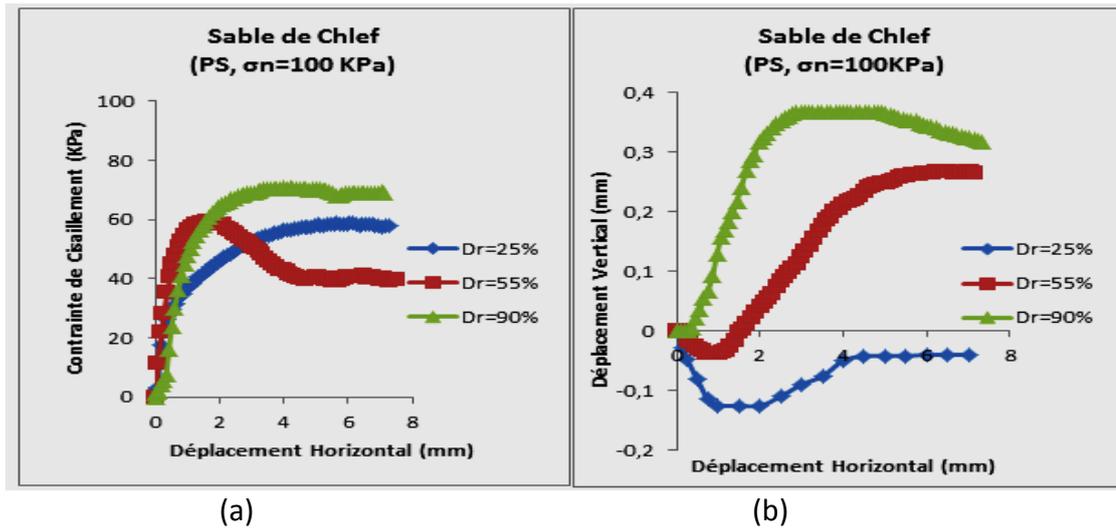


Figure 1. 18: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Chlef ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a) - Evolution de la contrainte de cisaillement (b) - Evolution du déplacement vertical, Bachir et Banchaa (2018).

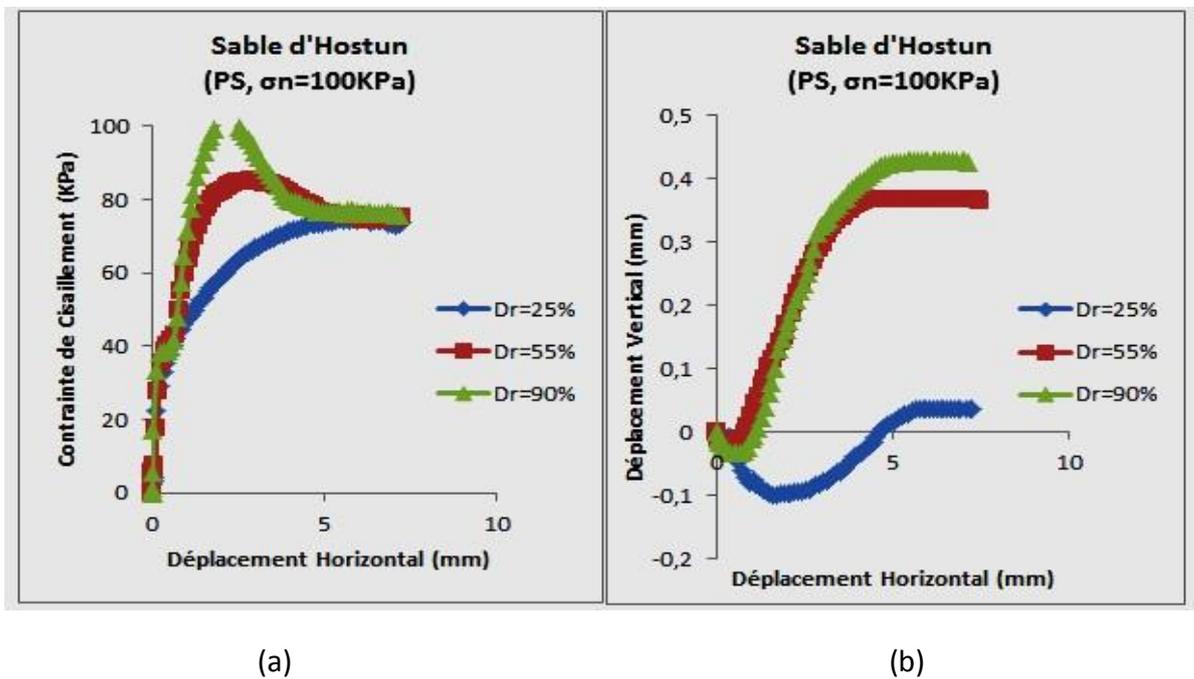


Figure 1. 19: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable d'Hostun ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a)-Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Bancha

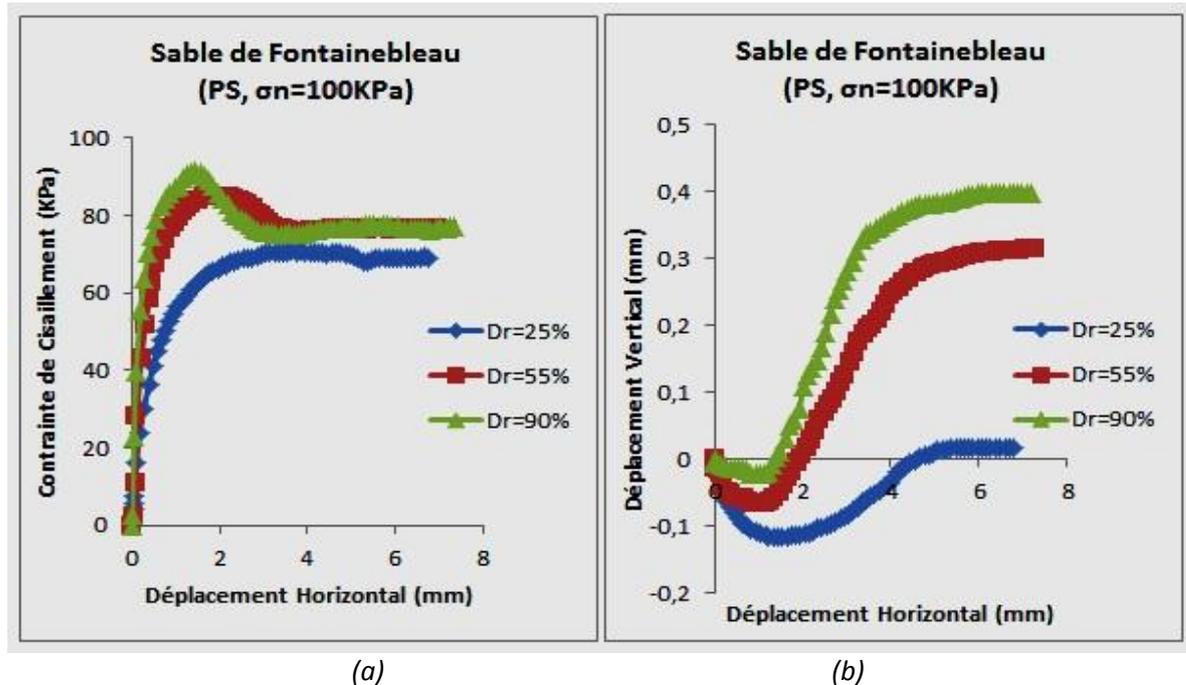


Figure 1. 20: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Fontainebleau ($\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, PS), (a)- Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Banchaa (2018).

1.3.2 Influence de la taille des grains :

La granulométrie est l'un des paramètres qui a un effet significatif sur la résistance au cisaillement d'un sol. (Tsuchida 1970) a identifié une gamme de courbes granulométriques qui représentent les zones séparant des sols liquéfiables et non liquéfiables (Figure 1.22). La zone au cours des deux courbes intérieures présente les sables et les sables limoneux ayant des résistances au cisaillement non drainée plus faible. L'espace entre les deux courbes situées à gauche correspond à la contribution des fines dans la diminution de la densification de ces sables et cela pendant le cisaillement. Il a prouvé aussi que l'ajout des fines peu plastiques dans la matrice sableuse, crée généralement une adhérence suffisante entre les grains du sable et les limons qui limitent la capacité des particules plus grosses pour passer dans un arrangement plus dense. (SERAY et Taleb 2020).

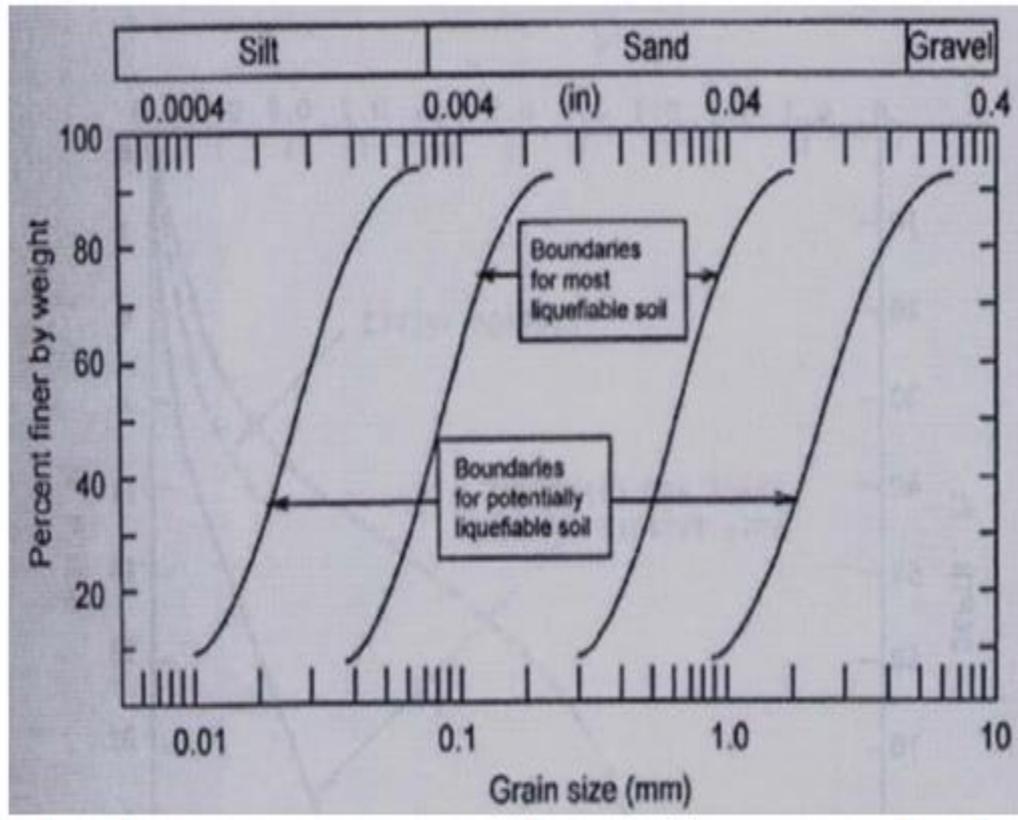
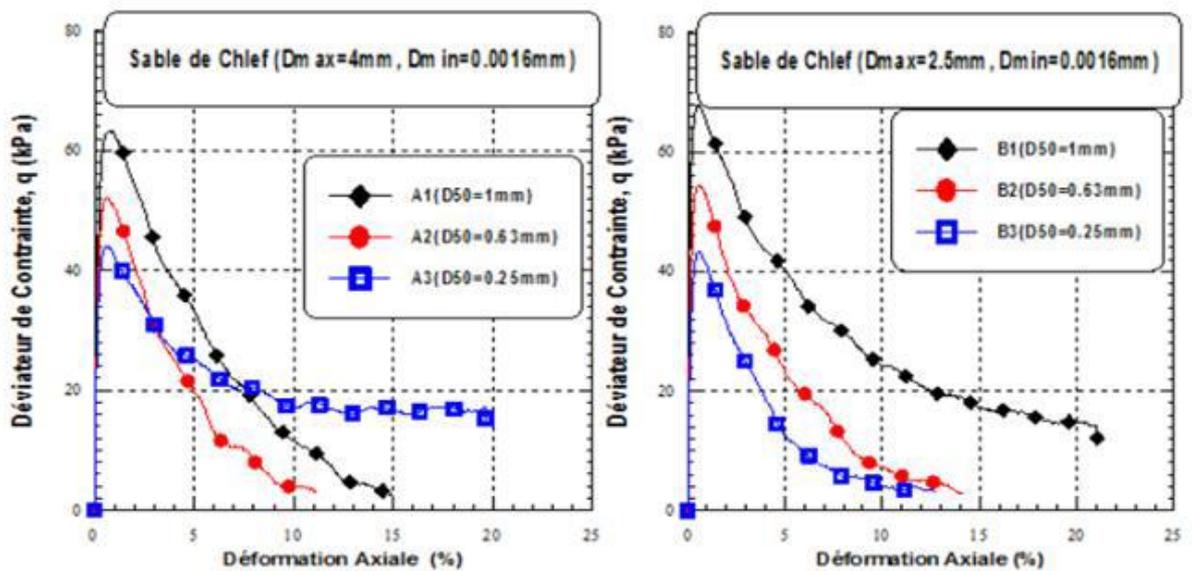


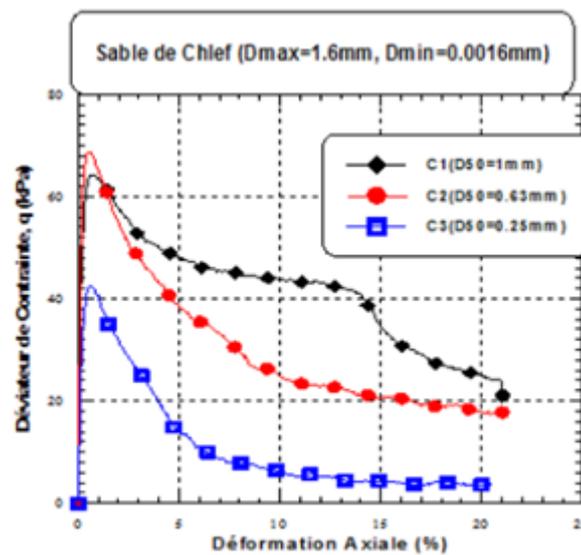
Figure 1. 21: Les courbes granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida 1970).

Hazout et al. (2017) ont exécuté une série d'essais de cisaillement non drainé sur 9 échantillons ayant différents diamètres maximal ($D_{max}=4\text{mm}$, 2.5mm et 1.6mm) et diamètres moyens ($D_{50}=1\text{mm}$, 0.63mm et 0.25mm) pour analyser leurs influences sur la résistance maximale non drainée de ces matériaux. Ils ont noté que la taille de grains à un effet notable sur la résistance au cisaillement des sols granulaires. Aussi, ils ont indiqué que l'apparition d'une perte totale de résistance sur tous les échantillons avec une influence très significative du diamètre maximal (D_{max}) et du diamètre moyen (D_{50}) sur la résistance au cisaillement non drainée. De plus, ils ont interprétés l'influence combinée des paramètres " D_{max} " et " D_{50} " dans l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée par le fait de l'amplification de l'enchevêtrement entre les gros grains du sable avec les particules fines, qui induit une augmentation de la phase de dilatance et par conséquent une structure plus stable comme le montre dans la figure suivante (Figure 1.20). (SERAY et TALEB 2020)



(a)

(b)



(c)

Hazout et al. (2017)

Figure 1. 22: Influence de diamètre moyen sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux granulaires, (a) $D_{max}=4\text{mm}$, (b) $D_{max}=2.5\text{mm}$, (c) $D_{max}=1.6\text{mm}$

1.3.3 Influence des méthodes de déposition

Mahmoudi Youcef (2017) a étudié l'effet de la méthode de reconstitution d'échantillons sur la réponse mécanique non drainée du sable de Chlef normalement consolidé ($OCR=1$) et surconsolidé ($OCR=2, 4$ et 8). Leurs échantillons ont été préparés avec deux méthodes

de préparation (la pluviation à sec et le damage humide) avec deux densités relatives initiales ($Dr=18\%$ et 52%), soumis à une contrainte de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). Il a prouvé que la technique de préparation des échantillons a un impact remarquable sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux étudiés. Il a trouvé que les échantillons reconstitués avec la méthode de pluviation à sec ($q_{max} = 309,88$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 602,61$ pour $OCR=8$) sont plus résistants que ceux reconstitués avec le damage humide ($q_{max} = 37,73$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 161,12$ kPa pour $OCR=8$)

Pour la densité relative initiale ($Dr = 52\%$) comme indique dans la (Figure 1.21). Mahmoudi et al (2017)

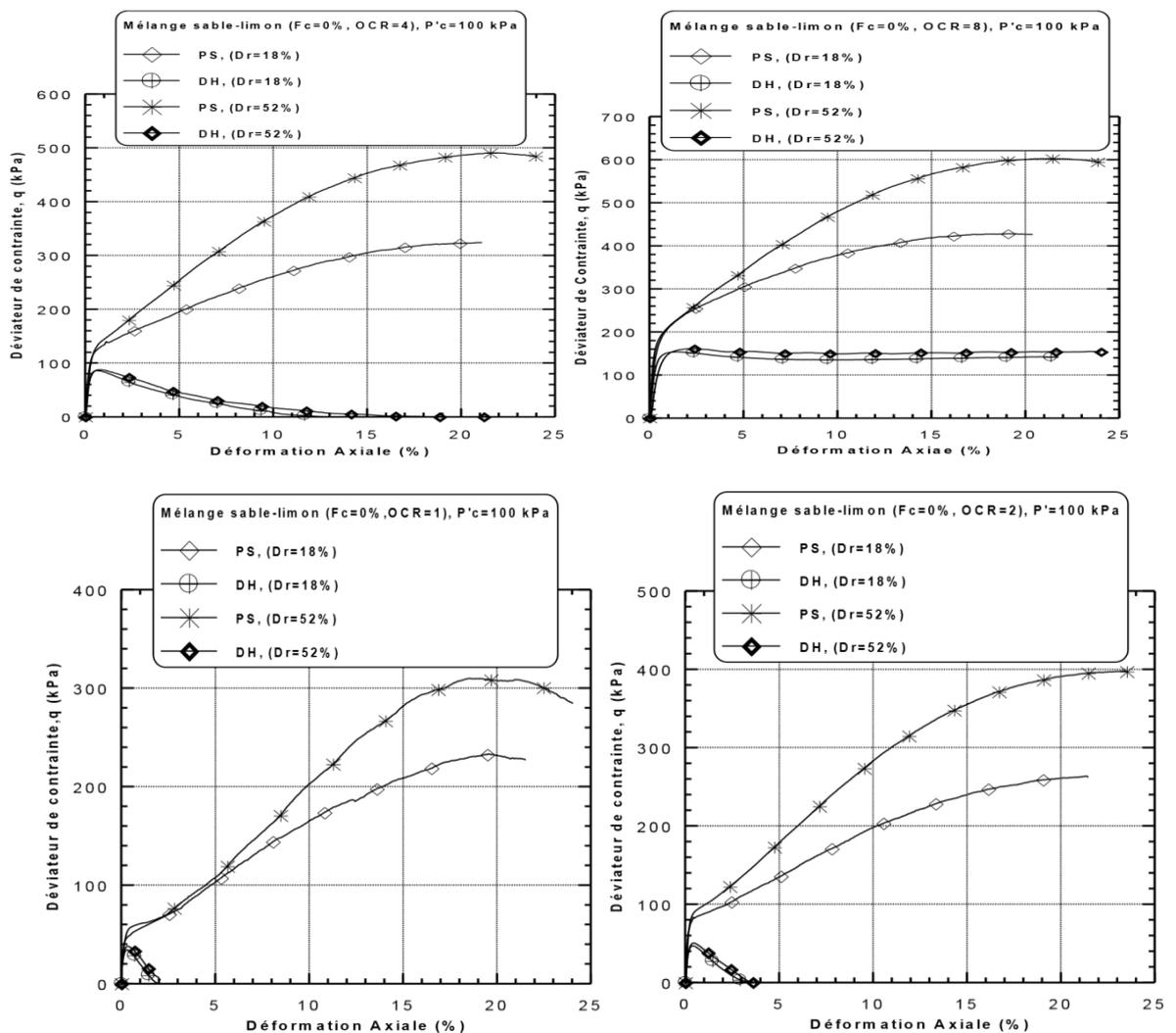


Figure 1. 23: Effet de la structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c=100$ kPa)(a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8 Mahmoudi (2017)

Hazout (2018) a étudié l'effet de la méthode de reconstitution (structure initiale) tels que, la pluviation à sec et le damage humide avec l'influence de la pression initiale de confinement " $P'_c=50$ kPa et 100 kPa" sur le comportement mécanique non drainé des sols granulaires saturés. Les figures 1.21(a), 1.21(b) et 1.21(c), présentent les effets de la structure initiale (le damage humide et la pluviation à sec) et de la pression initiale de confinement " $P'_c=50$ kPa et 100 kPa". Des échantillons ont été reconstitués avec le même diamètre moyen " $D_{50}=1$ mm", même diamètre minimal " $D_{min} = 0.0016$ mm" et différents diamètres maximaux " $D_{max}= 4$ mm, 2.5mm et 1.6mm", avec une densité relative initiale $D_r= 25\%$. Les résultats des essais non drainés, montrent que les échantillons reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec sont plus résistants que ceux reconstitués avec le damage humide et ce pour les deux pressions du confinement " $P'_c= 50$ kPa et 100 kPa" et avec la même densité relative initiale $D_r = 25\%$. Pour $P'_c=100$ kPa, le déviateur de contrainte maximale, q_{max} de l'échantillon A1 " $D_{max}= 4$ mm" dans le cas de la pluviation à sec $q_{max}=185.07$ kPa est supérieure à q_{max} de même échantillon = 63.26 kPa pour le damage humide. Dans le cas où " $P'_c= 50$ kPa", q_{max} de A1=163.04 kPa pour la PS est supérieure à q_{max} de A1= 43.48 kPa pour le damage humide. La résistance maximale au cisaillement non drainée a diminuée de la pluviation à sec au damage humide de 121.81 kPa, 161.27 kPa, 99.02 kPa pour les échantillons A1, B1, C1 respectivement et pour un confinement initial de 100 kPa. En ce qui concerne " $P'_c=50$ kPa" la contrainte maximale a chuté de "119.56 kPa, 147.68 kPa, 102.59 kPa" de la PS vers le DH pour les mêmes échantillons.

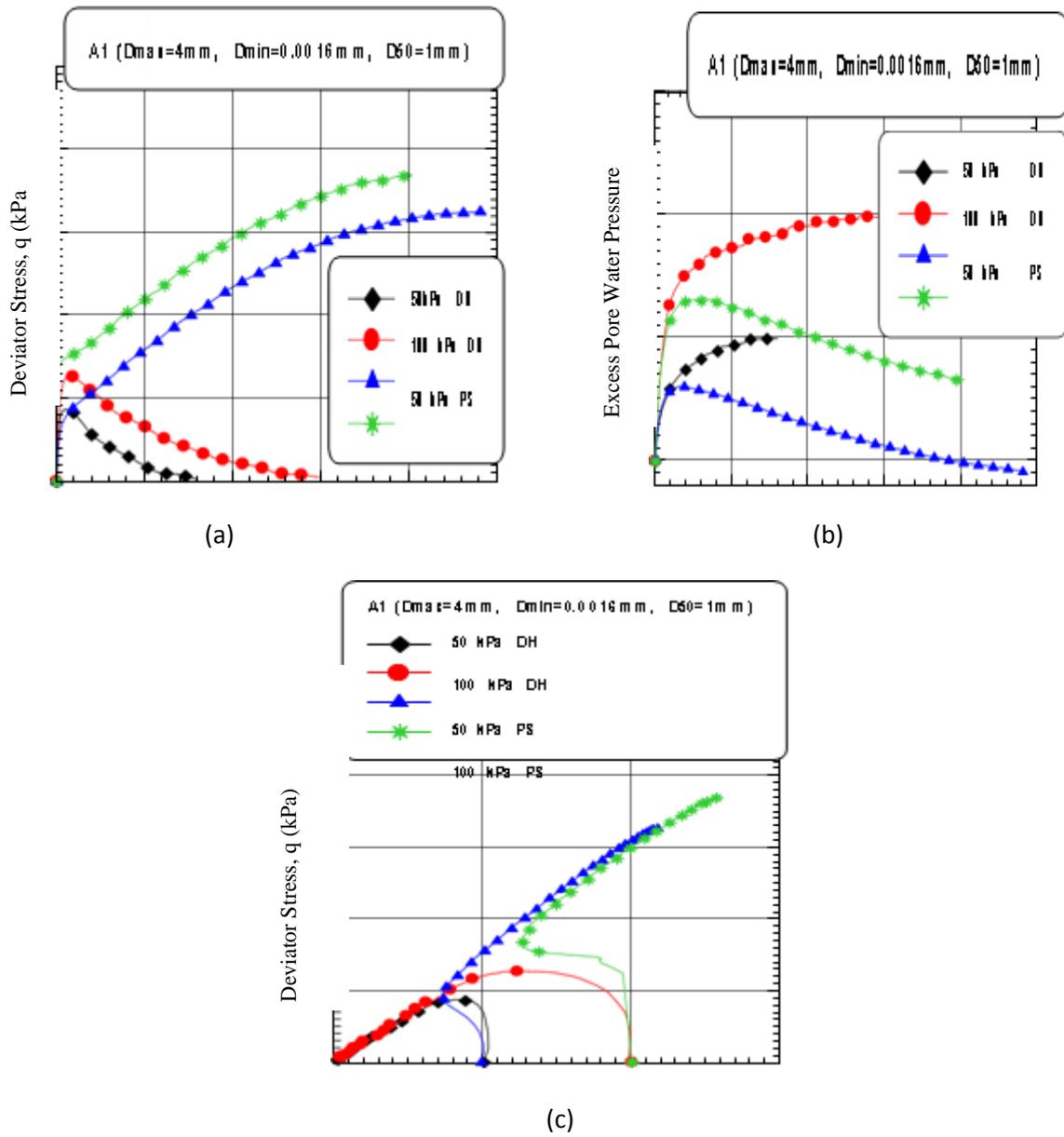


Figure 1. 24: Réponse non-drainée du sable de ChlefA1 ($D_{max}= 4\text{mm}$, $D_{min}= 0.0016\text{mm}$, $D_{50}= 1\text{mm}$)

- (a) L'évolution du déviateur de contrainte
- (b) L'évolution de la surpression interstitielle
- (c) Le chemin de contrainte de sable de Chlef

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons présenté une synthèse bibliographique d'une gamme de recherches publiées dans la littérature, notamment l'étude de comportement mécanique des sols granulaires. Ce comportement est d'un intérêt très important dans le domaine de la géotechnique en termes d'augmentation de la résistance au cisaillement et par conséquent la contribution dans l'amélioration et la stabilité des sols. Il dépend de nombreux paramètres, tels que la densité relative, la taille des grains, la teneur en cendres volantes et la méthode de déposition.

Pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes, nous avons besoin de faire une analyse expérimentale bien détaillée pour étudier les facteurs influant sur la réponse mécanique de ces mélanges, tout en mettant l'accent sur l'effet des cendres volantes sur la résistance au cisaillement du sable de Zemmouri qui est parmi les sujets d'actualité dans la mécanique des sols.

CHAPITRE II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET

MODE OPERATOIRE

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord le dispositif expérimental caractérisé par l'appareil de cisaillement de Casagrande, la caractérisation physique des matériaux utilisés, à savoir le sable de Zemmouri, ainsi que le mélange du sable de Zemmouri avec les cendres volantes, ensuite le mode opératoire de l'essai adopté pour la reconstitution et la mise en place des échantillons pour la réalisation des différents essais mécaniques.

2.2 Dispositif expérimental

2.2.1 Introduction

L'étude du comportement mécanique des sols, d'une manière générale, nécessite la réalisation des essais en laboratoire et in-situ, par l'utilisation des appareils spéciaux. Dans notre étude nous avons utilisé l'appareil de cisaillement direct à la boîte, à travers lequel nous cherchons à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé Figure (2.1) et d'en déduire par la suite ces caractéristiques mécaniques. La résistance au cisaillement dépend de type de sol, suivant qu'il est cohérent ou pulvérulent, de l'état de densité, de la taille, de la forme des grains etc...



Figure 2. 1: Appareil de cisaillement direct à la boîte.

2.2.2 But de l'essai

L'essai de cisaillement direct est utilisé dans le but d'évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol sous charge normale constante. Il permet de déterminer la courbe intrinsèque du sol testé puis d'en déduire ces paramètres de cisaillement déjà mentionnés et qui sont l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C . Ces dernières permettent d'estimer par exemple la contrainte de rupture sous une fondation et la poussée du sol derrière un écran de soutènement.

2.2.2.1 Eléments constituant la boîte de cisaillement

Boîte de cisaillement (voir figure 2.1 et figure 2.2), reçoit l'échantillon à cisailier et dont les dimensions courantes sont 60x60 mm². Elle comporte :

- **Deux pierres poreuses** : sont utilisées pour le drainage des échantillons et assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes ;
- **Demie-boîte supérieure** : est constituée d'une embase permettant de recevoir le piston afin d'appliquer la charge verticale N sur l'échantillon ;
- **Demie-boîte inférieure** ;

La machine de cisaillement comporte essentiellement :

- Un chariot se déplaçant à vitesse horizontale constante et entraînant la demie-boîte inférieure.
- Un anneau fixé à la demie-boîte supérieure indiquant les efforts T développés dans le sens de cisaillement.
- Un système levier-étrier appliquant sur le piston de la boîte supérieure une charge verticale à l'aide de plateaux de poids connus. Figure (2.2).



Figure 2. 2: Eléments constituant l'appareil de cisaillement

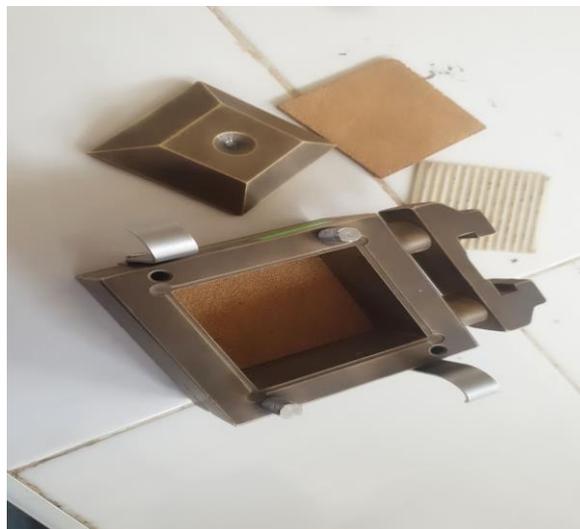


Figure 2. 3: Les accessoires de la boîte de cisaillement

2.2.2.2 Détermination des caractéristiques mécaniques du sol

L'échantillon de sol est de dimensions suivantes (6cm*6cm*2.5cm), est placé entre deux demie-boîtes (supérieure et inférieure) qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. Nous appliquons à l'échantillon un effort normal de compression N et un effort tranchant T suivant le plan de symétrie de la boîte de Casagrande comme l'indique-la (Figure 2.4). Les contraintes normales sont généralement fixées à ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa) (1bar ,2bar ,3bar), par contre les contraintes tangentielles sont calculées par la procédure suivante :

- Calculer la surface initiale de la boîte qui est égale : $6*6=36\text{cm}^2$;
- Calculer la surface corrigée : $(L-\Delta L)*L$;
 $\Delta L = \text{vitesse de déformation} * \text{temps} = V_{\text{déformation}} * t$;
- La vitesse de déformation appliquée est fixe durant tout l'essai ; Les sols pulvérulents :
 $1\text{mm}/\text{min}$;
 Les sols cohérents UU ou CU : $1.5\text{ mm}/\text{min}$;
- T = lecture de comparateur est convertie en force à l'aide d'une fiche technique de l'appareil de cisaillement ;
- La contrainte de cisaillement τ est égale au rapport de l'effort tangentiel T appliqué et de la surface corrigée « $A_{\text{corrigée}}$ »
 $\tau = T/A_{\text{co}}$

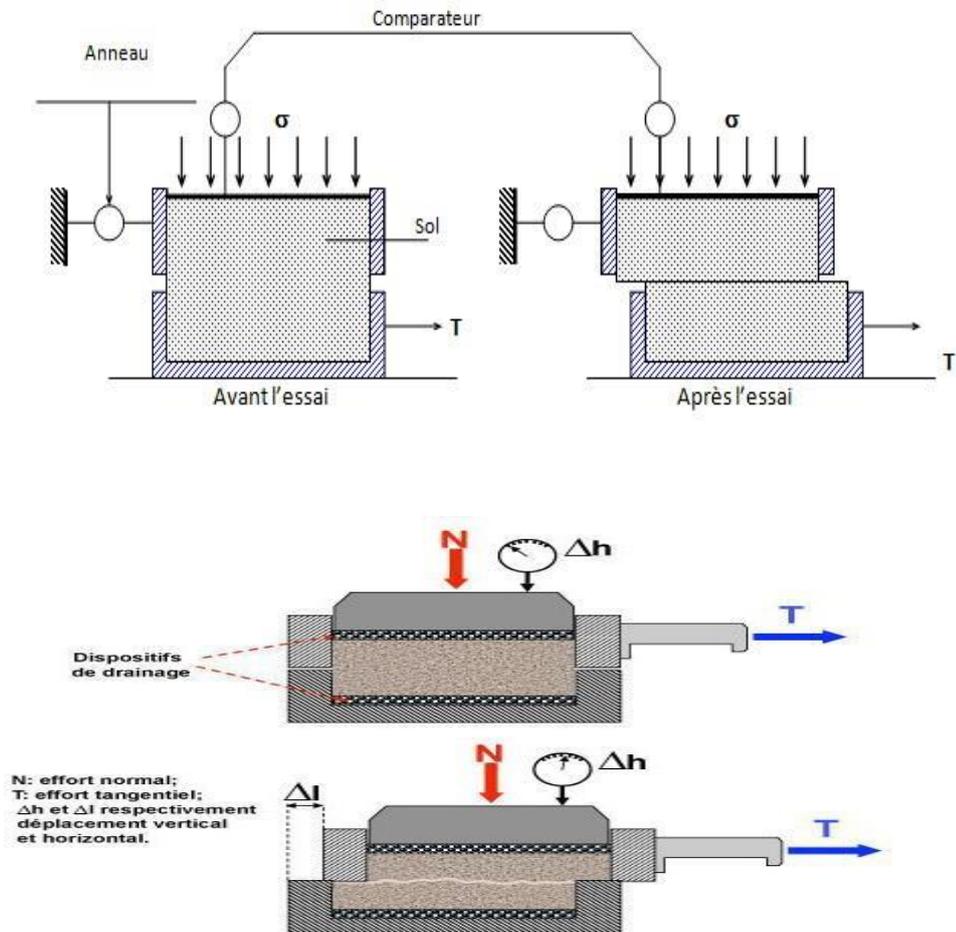


Figure 2. 4: Plan de la contrainte normale (σ) et de la contrainte tangentielle (τ).

2.2.2.3 Détermination des caractéristiques mécaniques du sol

Nous traçons dans un diagramme (τ, σ) la courbe $\tau_{\max} = f(\sigma)$

Permet la détermination des points de la courbe intrinsèque de Mohr Coulomb qui est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette.

Etats de rupture et critère de Mohr-Coulomb représentés dans la figure (2.5) suivante :

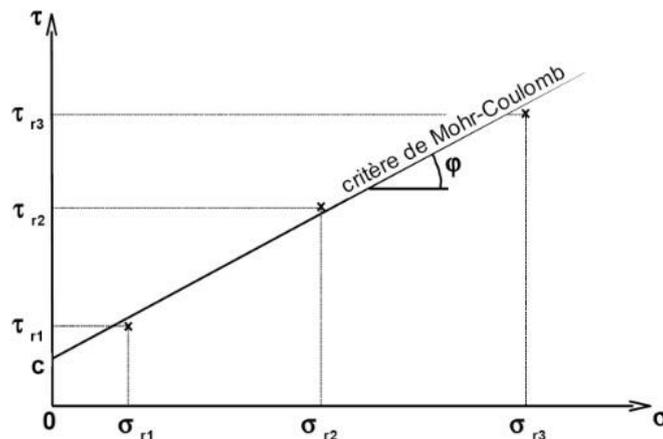


Figure 2. 5: La courbe intrinsèque des sols

La droite est définie par l'équation : $\tau = \sigma \tan \phi + C$

- ϕ est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite est exprimée en degré.
- C est appelée la cohésion.

2.3 Matériaux utilisés

Les essais de cisaillement ont été effectués sur quatre mélanges du sable propre de Zemmouri, ayant un diamètre maximum $D_{\max}=2.50$ mm, avec des teneurs en cendres volantes, « Fly Ash » ayant un diamètre maximum $D_{\max}=0.08$ mm, variant de ($F_A=0$ %, 5 %, 10 % et 15 %). Les matériaux utilisés dans cette étude expérimentale sont illustrés dans la Figure (2.6). Les courbes granulométriques des échantillons examinés sont montrées sur la Figure (2.7). Le tableau (2.1) présente la composition chimique des cendres volantes.

Les propriétés physiques des matériaux étudiés sont présentées dans le tableau (2.2). L'indice des vides maximal (e_{\max}) correspondant à l'état le plus lâche et l'indice des vides minimal de sol (e_{\min}) correspondant à l'état le plus dense de sol. Les variations des indices

des vides avec la teneur en cendres volantes des matériaux utilisés sont présentés dans les Figures (2.9). D'après cette figure, les indices des vides (e_{\max} et e_{\min}) diminuent avec l'augmentation de la fraction des cendres volantes de (FA=0%, 5%, 10% et 15%). Cette diminution est expliquée par le fait que les particules des cendres volantes occupent les vides et par conséquent les indices des vides des mélanges sable-cendres volantes diminuent.



Figure 2. 6: Les matériaux utilisés (Sable Propre de Zemmouri, et les Cendres volantes)

2.4 Présentation des cendres volantes

La cendre volante utilisée dans cette recherche a été fournie par la Cimenterie de ville d'oued Selli a Chlef (nord de l'Algérie) ; sa composition chimique est indiquée dans le tableau (2.1). Elle est constituée de particules sphériques. On l'utilise sous forme d'une poudre, composée essentiellement de silice et d'Alumine. Le diamètre maximum D_{\max} est de 0,08 mm, le diamètre moyen D_{50} est de 0,015 mm, diamètre efficace D_{10} est de 0,0045mm et le diamètre minimum D_{\min} est de 0,001mm.

Tableau 2. 1: Composition chimique des cendres volantes

| Constitution | Percentage (%) |
|--|-----------------------|
| Silica (SiO ₂) | 22.3 |
| Alumina (Al ₂ O ₃) | 5.13 |
| Iron Oxide (Fe ₂ O ₃) | 3.78 |
| Calcium Oxide (CaO) | 66.67 |
| Magnésium Oxide (MgO) | 0.47 |
| Titanium Oxide (TiO ₂) | 0.5 |
| perte d'allumage | 0.5-3 |

Tableau 2. 2: Propriétés physiques du mélange sable de Zemmouri (D_{max}=2.5 mm)-cendres volantes

| Propriétés physiques | Matériaux testés | | | | Cendres volantes |
|-----------------------|------------------|-------|-------|-------|------------------|
| | 0 | 5 | 10 | 15 | |
| FA (%) | 0 | 5 | 10 | 15 | 100 |
| D _{max} (mm) | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 0.08 |
| Gs | 2.640 | 2.662 | 2.684 | 2.710 | 3.08 |
| D ₁₀ (mm) | 0.3 | 0.2 | 0.1 | 0.023 | 0.0045 |
| D ₃₀ (mm) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.009 |
| D ₅₀ (mm) | 0.52 | 0.52 | 0.52 | 0.52 | 0.015 |
| D ₆₀ (mm) | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.02 |
| C _u (-) | 1.6 | 2.4 | 1.6 | 1.6 | 4.444 |
| C _c (-) | 1.6 | 1.017 | 1.6 | 1.6 | 0.900 |
| e _{max} (-) | 0.783 | 0.560 | 0.540 | 0.430 | 2.114 |
| e _{min} (-) | 0.520 | 0.380 | 0.300 | 0.290 | 0.914 |

La figure 2.9 présente les courbes granulométriques des mélanges sable de Zemmouri avec les cendres volantes :

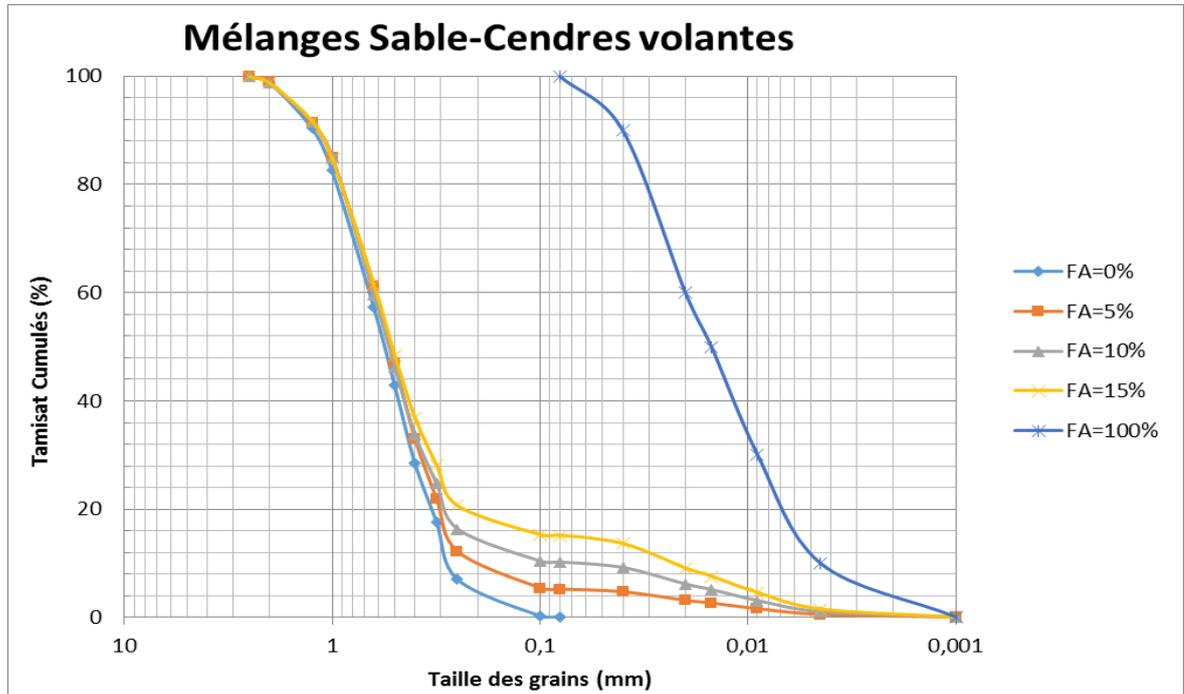


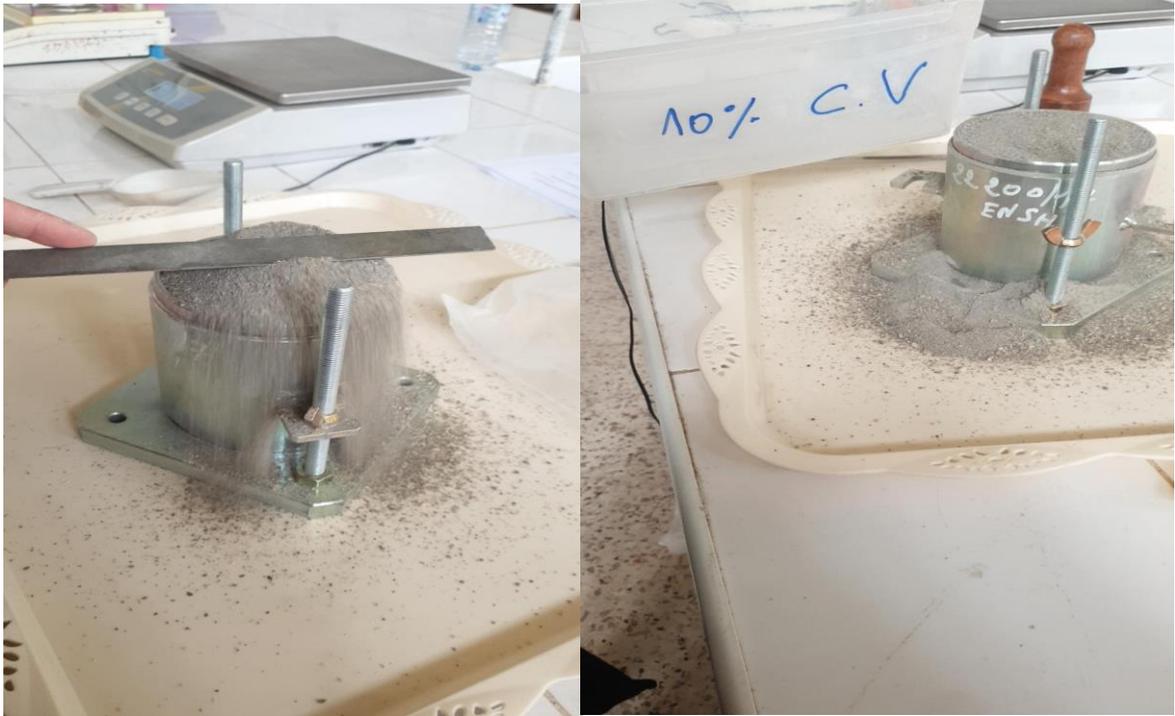
Figure 2. 7: Les courbes granulométriques des mélanges sable de Zemmouri avec les cendres volantes

La figure 2.8 présente la réalisation des essais pour :

- la détermination du poids volumique des grains solides, utilisant le pycnomètre,
- la détermination des indices des vides maximaux et minimaux.



(a)



(b)

Figure 2. 8: Détermination des indices de vides maximum et minimum (e_{max} , e_{min})

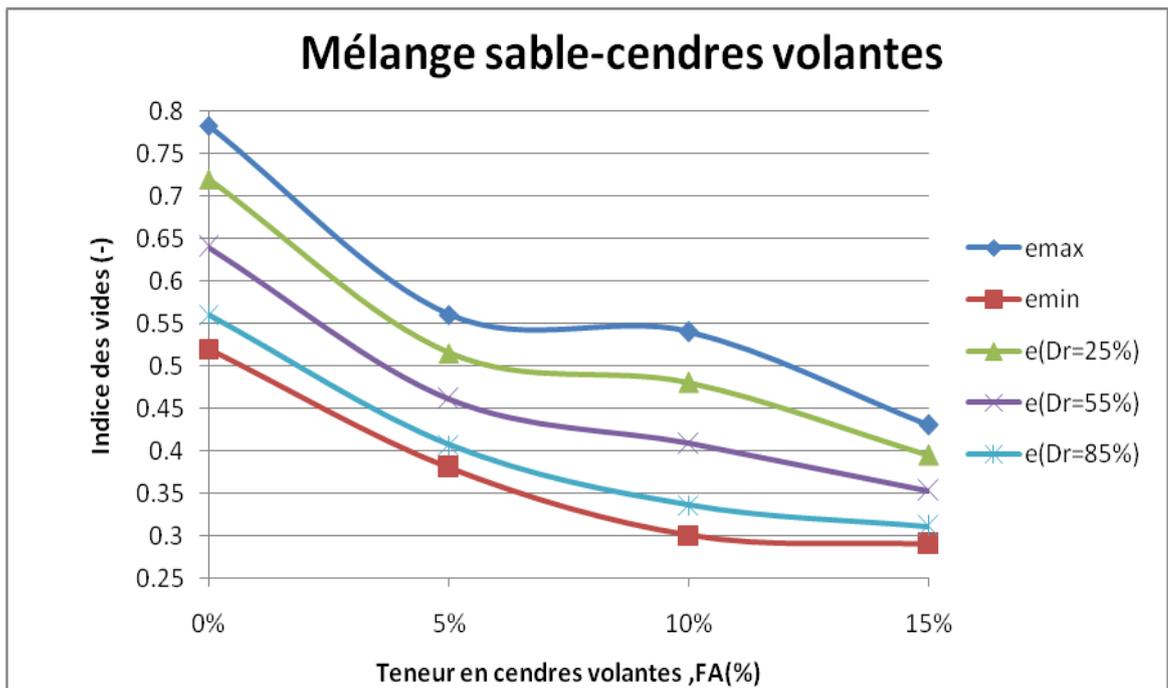


Figure 2. 9: Variation des indices des vides en fonction des teneurs en cendres

2.5 Procédure de l'essai

2.5.1 Introduction

Le choix de l'appareil de cisaillement dépend de la disponibilité du matériel au laboratoire, ça aurait été préférable d'effectuer des essais au triaxial, mais la non disponibilité de cet appareil nous a conduit à effectuer ces essais à la boîte de cisaillement.

2.5.2 Reconstitution des échantillons

Les mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués au laboratoire avec des fractions de cendres volantes (FA=0%, 5%, 10% et 15%). Les échantillons ont été préparés par la méthode nommée "la pluviation à sec" avec trois densités relatives initiales ($D_r=25\%$, 55% et 85%) et soumis aux trois contraintes normales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). La méthode de préparation des échantillons illustre dans la figure (2.10).

- **Pluviation à sec :**



Figure 2. 10: Méthode de la pluviation à sec

La détermination de la quantité de matériau correspond aux différents états de sols tels que :

Etat lâche, état moyennement dense et état dense.

Nous proposons une densité relative de l'échantillon, puis nous calculons l'indice de vide qui correspond à cette dernière.

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad \rightarrow \quad e_{max} - e = Dr (e_{max} - e_{min})$$

$$e = e_{max} - Dr (e_{max} - e_{min}) \quad \rightarrow \quad e = e_{max} - Dr * e_{max} + Dr * e_{min}$$

$$e = e_{max}(1 - Dr) + e_{min} Dr$$

$$\text{on a : } e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad \rightarrow \quad \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad \rightarrow \quad \gamma_d = \frac{WS}{VT} \quad VT = V_{\text{moule}}$$

$$V_T = 90 \text{ cm}^3$$

$$WS = \gamma_d * VT$$

Les masses des matériaux étudiés dans cette recherche expérimentale sont présentées dans les tableaux (2.3 et 2.4) :

Tableau 2. 3: Les masses calculées pour les échantillons préparés par pluviation à sec

| Matériaux | Densité relative, Dr (%) | Masse de sol (g) |
|-----------|-----------------------------|---------------------|
| FA=0% | 25 | 138.42 |
| | 55 | 144.9 |
| | 85 | 152.28 |
| FA=5% | 25 | 158.13 |
| | 55 | 164 |
| | 85 | 170.19 |
| FA=10% | 25 | 163.17 |
| | 55 | 171.99 |
| | 85 | 180.72 |
| FA=15% | 25 | 174.78 |
| | 55 | 180.18 |
| | 85 | 186.03 |

2.6 Exécution de l'essai

Pour tracer la droite rupture de Mohr-Coulomb, il faut faire l'essai sur au moins trois échantillons de sol, chacun étant soumis à une contrainte normale σ donnée. Il faut noter qu'un séchage préalable du matériau d'essai est nécessaire. Noter la précision du comparateur, ainsi que le coefficient d'anneau K. Ce dernier permet d'obtenir directement l'effort tranchant T en multipliant la lecture à l'anneau LA par K :

$$T = LA * K$$

- Préparer la boîte en mettant en place les différentes plaques conçues pour l'essai.
 - Placer l'échantillon à l'intérieur de la boîte en versant les grains du sable en chute par rapport au fond de la boîte. Cette opération se fait à l'aide d'un entonnoir. -Peser la boîte remplie. Connaissant les dimensions de la boîte et le poids de l'échantillon, on peut calculer son poids volumique sec γ_d .
 - Fixer la boîte remplie sur le dispositif de cisaillement.
 - Enlever les éléments de fixation des deux demie-boîtes.
 - Mettre à zéro le comparateur vertical.
 - Se fixer une vitesse de déplacement du chariot d'environ 1 mm/min.
 - On veut exercer les contraintes verticales suivantes 100, 200 et 300 kPa.
 - Placer alors le poids convenable sur le plateau du bâti de consolidation.
- La quantité initiale du sol, à introduire dans la boîte, est déterminée en imposant la densité relative initiale de l'échantillon.
- Le sable a tendance à tasser d'une façon instantanée. Ainsi, il faut attendre environ 5 minutes afin que le tassement du sable se stabilise.
 - Noter alors le tassement correspondant. On peut alors calculer le volume de l'échantillon au début du cisaillement.
 - Noter tous les 15 secondes les indications de l'anneau dynamométrique et celle du comparateur qui mesure le déplacement vertical
 - Une fois que l'anneau commence à fournir une lecture (effort tranchant) constante ou décroissante, continuer l'essai en relevant 10 mesures, soit durant 3 minutes environ puis stopper le cisaillement.
 - Appliquer un déplacement dans le sens inverse au sens de cisaillement à l'aide du moteur jusqu'à ce que la demie-boite inférieure retourne à sa position initiale ($\delta l=0\text{mm}$), et puis éteindre le moteur.

- Enlever la charge verticale.
- Passer à l'échantillon suivant pour une autre contrainte normale.

Remarque : Pour les deux types de sol (cohérent ou pulvérulent), le plan de cisaillement doit se trouver à mi-hauteur de l'éprouvette.

2.7 Traitement des résultats

À la fin de l'essai de cisaillement, on aura des valeurs de trois paramètres, l'effort de cisaillement (T), le déplacement vertical (δh) et déplacement horizontal (δl). Pour exprimer les résultats, les étapes suivantes doivent être suivies :

- Calculer la contrainte de cisaillement comme suivant :

$$\tau = T/A$$

- Tracer les courbes τ - δl , pour les trois contraintes normales (voir figure 3.3).
- Déterminer les valeurs τ_{\max} qui représentent la contrainte de cisaillement au pic.
- Représenter sur le même plan les points (τ_{\max} , σ).
- Tracer la droite de (Mohr-Coulomb) correspondant, et puis déterminer les paramètres de résistance au cisaillement ; l'angle de frottement (φ) et la cohésion C.

Où φ est la pente de la droite et C est égale à la valeur de τ correspondant à $\sigma = 0$ (à l'origine).

2.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement mécanique des mélanges de sable de Zemmouri avec des fractions de cendres volantes variant de FA=0% à FA=15%. Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec la technique de préparation nommée "la pluviation à sec" et avec trois densités relatives initiales ($D_r=25\%$, 55% et 85%) et soumis aux trois contraintes normales ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa). Les essais ont été cisailés à l'aide l'appareil de cisaillement direct à la boîte.

La procédure de l'essai suivi a été présentée en tenant compte de la structure initiale des mélanges testés. Elle permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de cisaillement direct. Il a été aussi présenté dans ce chapitre les

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

caractéristiques granulométriques et physiques des mélanges sable-cendres volantes.

Dans les chapitres suivants, nous allons étudier la réponse mécanique des mélanges sable- cendres volantes en mettant l'accent sur l'influence de la fraction des cendres volantes, de la contrainte normale et de la densité relative initiale sur les comportements mécaniques des matériaux testés.

CHAPITRE III
INFLUENCE DE LA TENEUR EN
CENDRES VOLANTES SUR LE
COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS
SABLEUX.

3.1 Introduction

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes, ils ont constaté que la fraction de cendres volantes a un effet significatif sur la résistance au cisaillement. Keramatikerman et al. (2018a) ont réalisé une série d'essais triaxiaux non drainés cycliques, dans le but d'étudier l'effet de la teneur en cendres volantes sur le comportement mécanique du sable. Ils ont constaté que la fraction de cendres volantes a une influence très significative sur la réponse mécanique des sols, ou la fraction des cendres volantes induit une augmentation importante de la contrainte déviatorique des mélanges. Dans une autre étude de Keramatikerman et al. (2018b), ont observé que la résistance au cisaillement non drainée augmente progressivement avec la fraction de cendres volantes (FA= 3%, 5% et 7%). Des résultats d'essais triaxiaux cycliques ont été reportés par Kolay et al. (2019), ont notés que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec l'augmentation de l'ajout de la teneur en cendres volantes.

L'objectif principal de cette étude expérimentale est d'étudier l'influence de la fraction de cendres volantes (FA=0%, 5%, 10% et 15%) sur la réponse mécanique à la boîte de cisaillement direct du sable de Zemmouri(Boumerdès), mettant l'accent sur l'utilisation de la méthode de préparation d'échantillons telle que la pluviométrie à sec (W=0%). Les échantillons des mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués au laboratoire avec trois densités relatives initiales ($D_r=25\%$, 55% et 85%) et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n= 100, 200$ et 300 kPa).

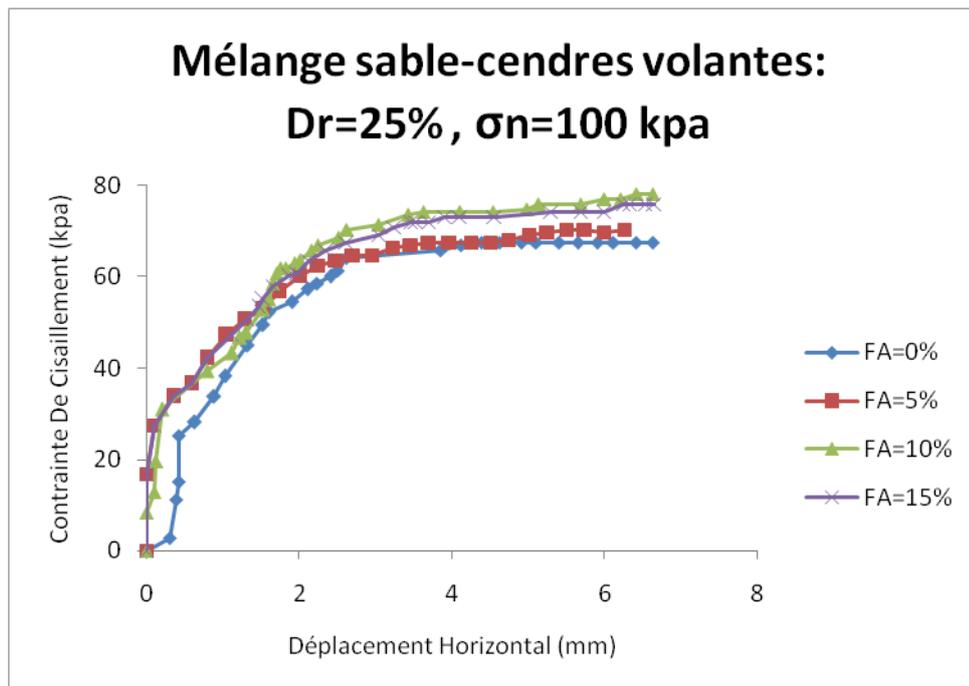
3.2 Résultats des essais réalisés :

3.2.1 Densité relative initiale, $D_r= 25\%$:

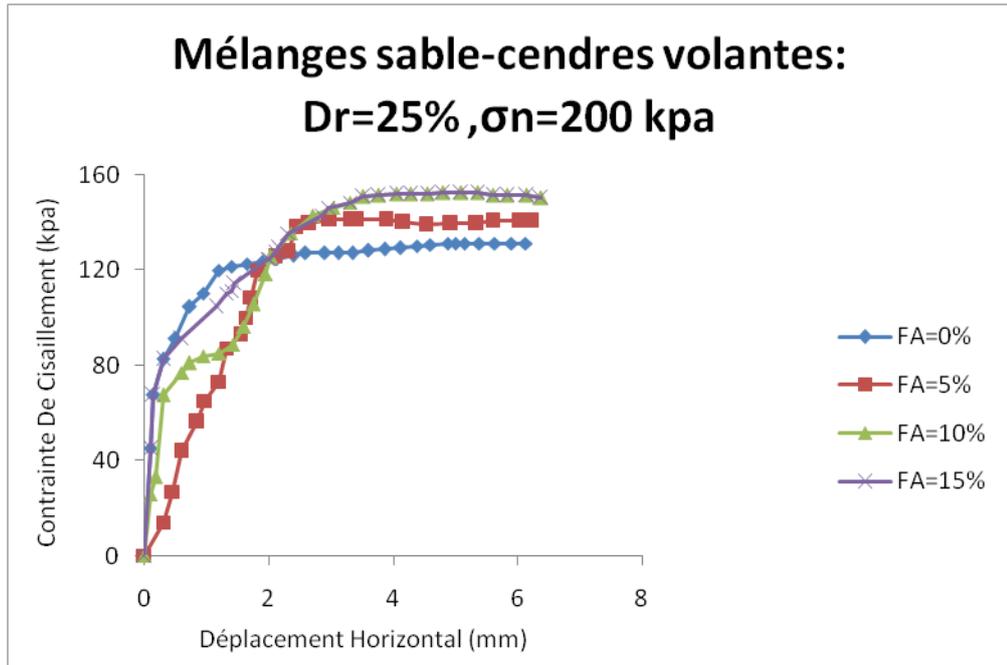
Dans le but d'analyser l'influence de la teneur en cendres volantes non plastique « NP » (FA=0%, 5%, 10% et 15%) sur la réponse mécanique du sable de Zemmouri. Les échantillons des mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués par la technique de la pluviométrie à sec (PS), avec une densité relative initiale lâche ($D_r=25\%$) et soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n=100, 200$ et 300 kPa). En général, les résultats obtenus illustrent que le paramètre de la teneur en cendres volantes a une influence sur la réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes pour tous les échantillons testés. De plus, La résistance au cisaillement maximale augmente légèrement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes ($\tau_{max}=67.47$ kPa, 70.27 kPa, 78.13 kPa et 75.88 kPa) pour

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

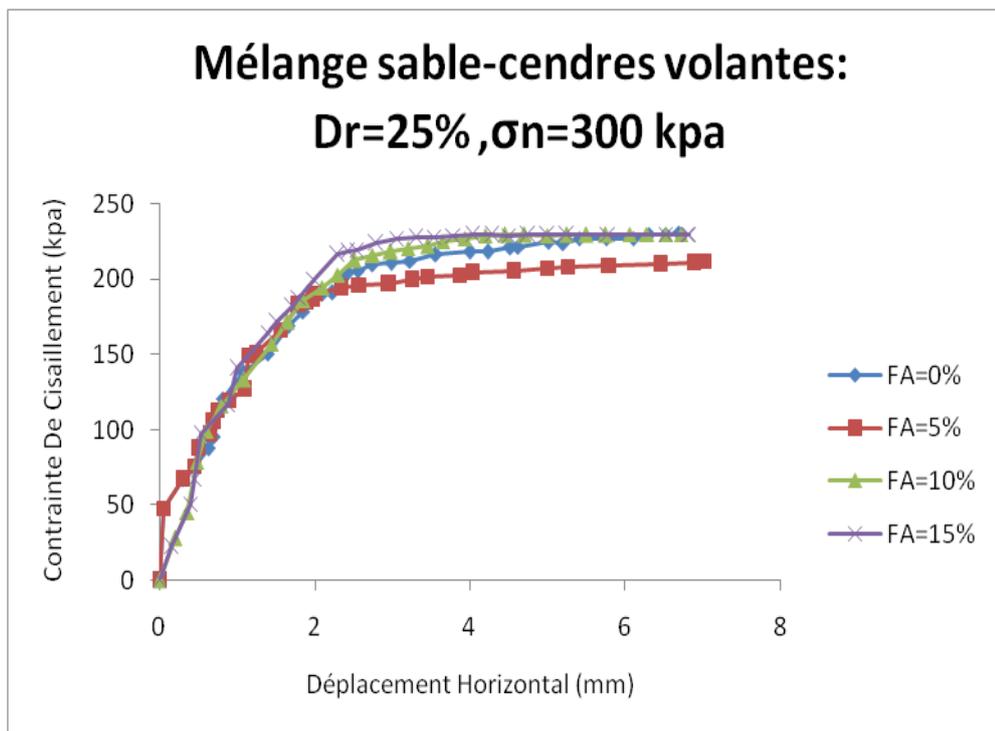
cette densité relative ($D_r=25\%$) considérant les quatre fractions de cendres volantes ($FA=0\%$, 5% , 10% et 15%) respectivement. Ces échantillons sont soumis à une contrainte normale initiale ($\sigma_n=100\text{kPa}$, 200kPa , 300kPa). L'augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes peut être attribuée à l'augmentation de l'enchevêtrement des particules en raison de l'existence de particules des cendres volantes entre les grosses particules du sable, qui augmente la phase de dilatance des mélanges. Conduisant à une augmentation de la résistance au cisaillement maximale. Nous remarquons que pour une densité relative initiale lâche ($D_r=25\%$), il n'y a pas une augmentation de la résistance pour les mélanges ayant des teneurs en cendres volantes de 10% et 15% donc l'ajout des fines (FA) augmente la résistance au cisaillement jusqu'à $FA=10\%$ et cela pour les contraintes normales ($\sigma_n=100$ et 200kPa). Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les observations de Keramatikerman et al., (2018a et 2018b) et Kolay et al.,



(a)



(b)



(c)

Figure 3. 1: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes (Dr=25%) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

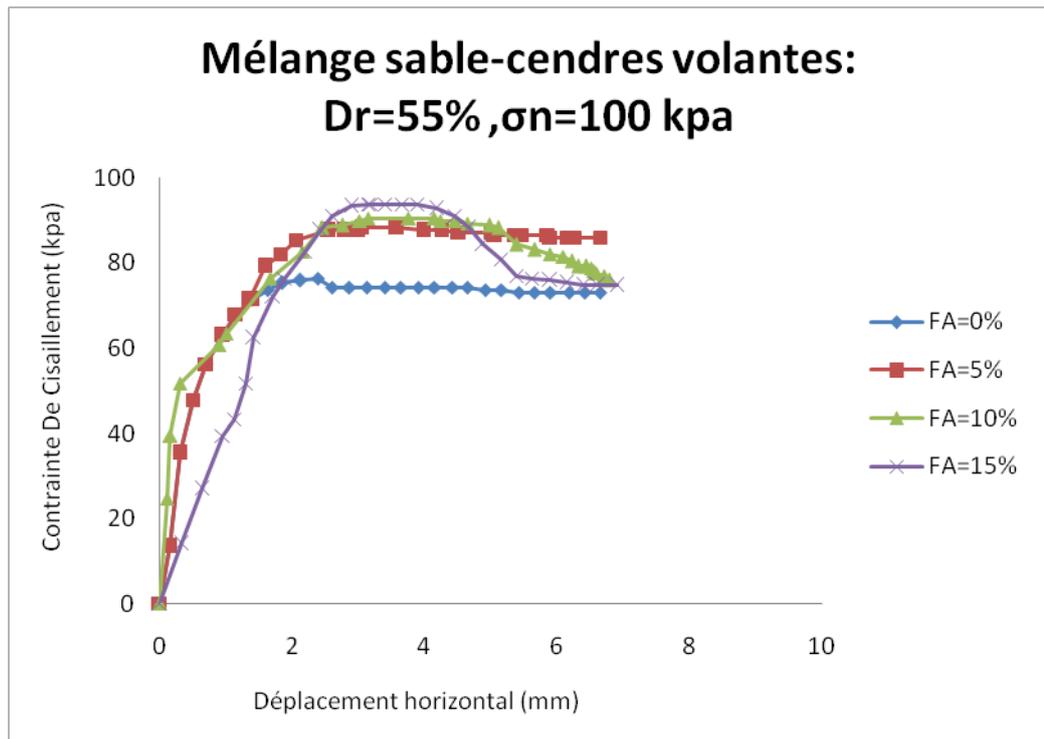
3.2.2 Densité relative, $D_r = 55\%$

La figure (3.2) présente les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte, dans le but d'évaluer l'effet de la fraction des cendres volantes ($F_A = 0\%$, 5% , 10% et 15%) sur le comportement mécanique des échantillons sableux. Les échantillons des mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués au laboratoire par la méthode de la pluviation à sec, pour une densité relative initiale ($D_r = 55\%$) le sable se trouve dans un état moyennement dense, et soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).

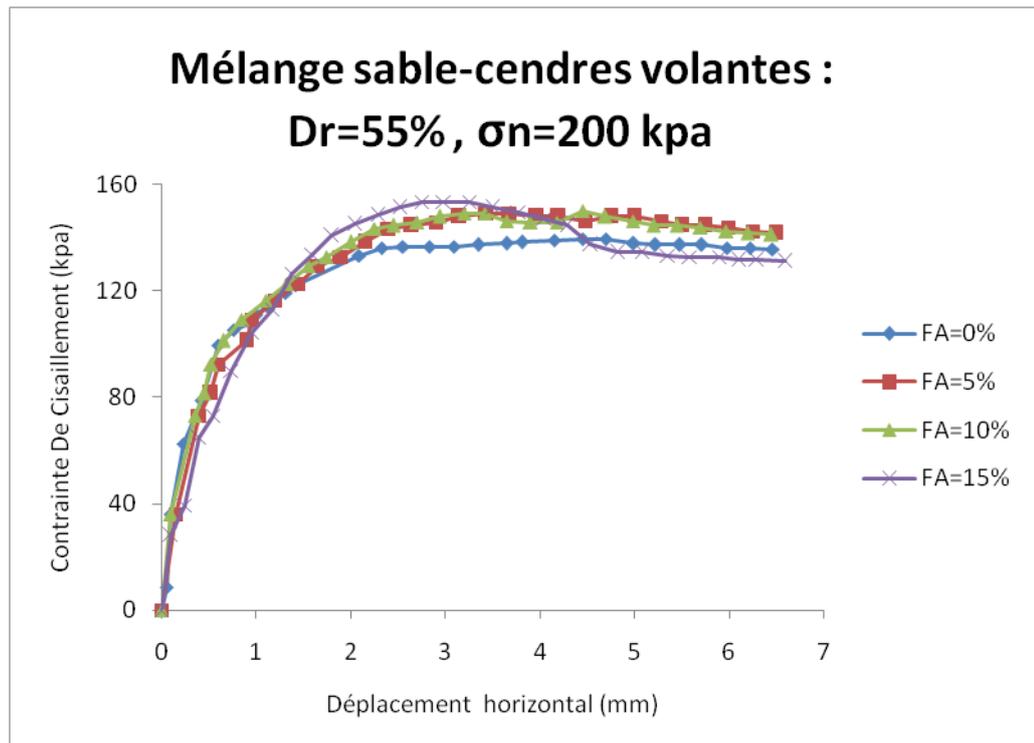
Les résultats des différents essais montrent que l'ajout des cendres volantes a une influence remarquable sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes pour cette densité relative moyenne initiale ($D_r = 55\%$) par-rapport aux échantillons lâches ($D_r = 25\%$). Cependant, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation des fractions des fines et au même temps avec l'augmentation de la contrainte normale ($\tau_{max} = 76.47$ kPa, 88.27 kPa, 90.52 kPa, et 93.88 kPa) pour les quatre fractions des cendres volantes (0% , 5% , 10% , 15%), pour une contrainte normale $\sigma_n = 100$ kPa; $\tau_{max} = 139.44$ kPa, 148.94 kPa, 150.08 kPa, et 153.44 kPa), pour (0% , 5% , 10% , 15%) respectivement, à $\sigma_n = 200$ kPa et ($\tau_{max} = 232.38$ kPa, 241.36 kPa, 244.72 kPa, et 247.52 kPa) pour (0% , 5% , 10% , 15%) respectivement à $\sigma_n = 300$ kPa.

Nous remarquons aussi que pour une densité initiale moyenne $D_r = 55\%$, l'ajout des fractions des cendres volantes a une influence remarquable sur le comportement mécanique des mélanges le pourcentage de l'augmentation de la résistance au cisaillement pour les mélanges sable-cendres volantes de 15% par rapport au sable propre est de 22% , 10% , 6% pour les contraintes normales $\sigma_n = 100, 200, 300$ kPa respectivement.

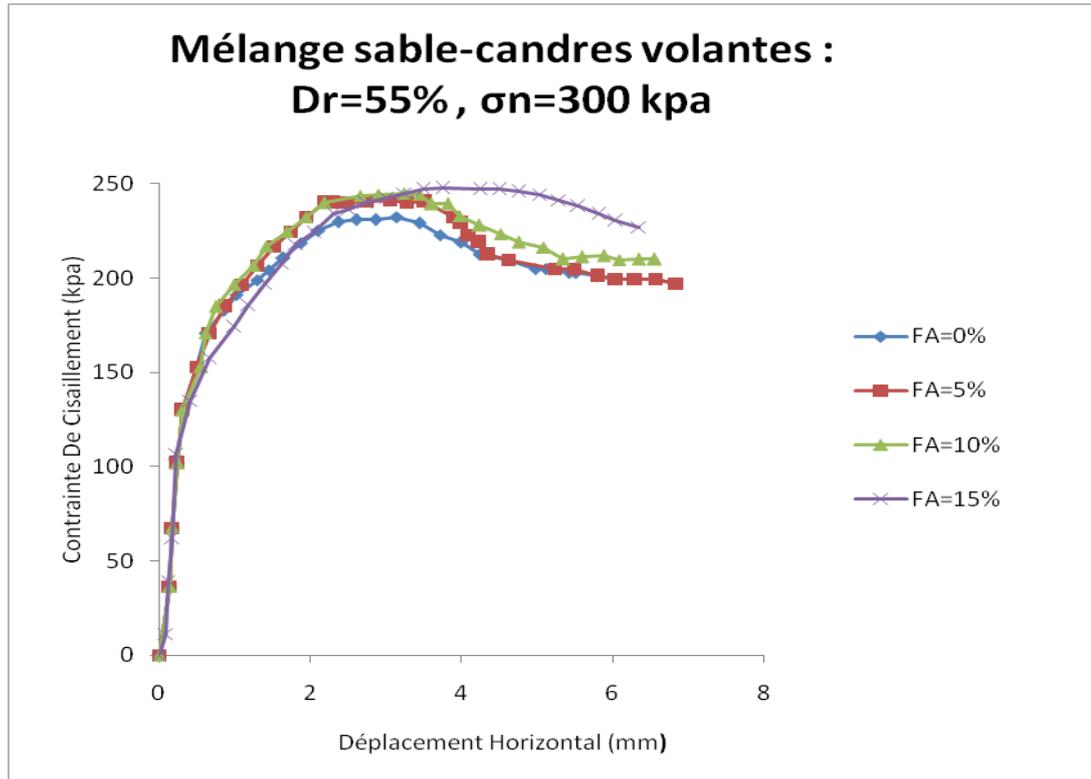
CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.



(a)



(b)



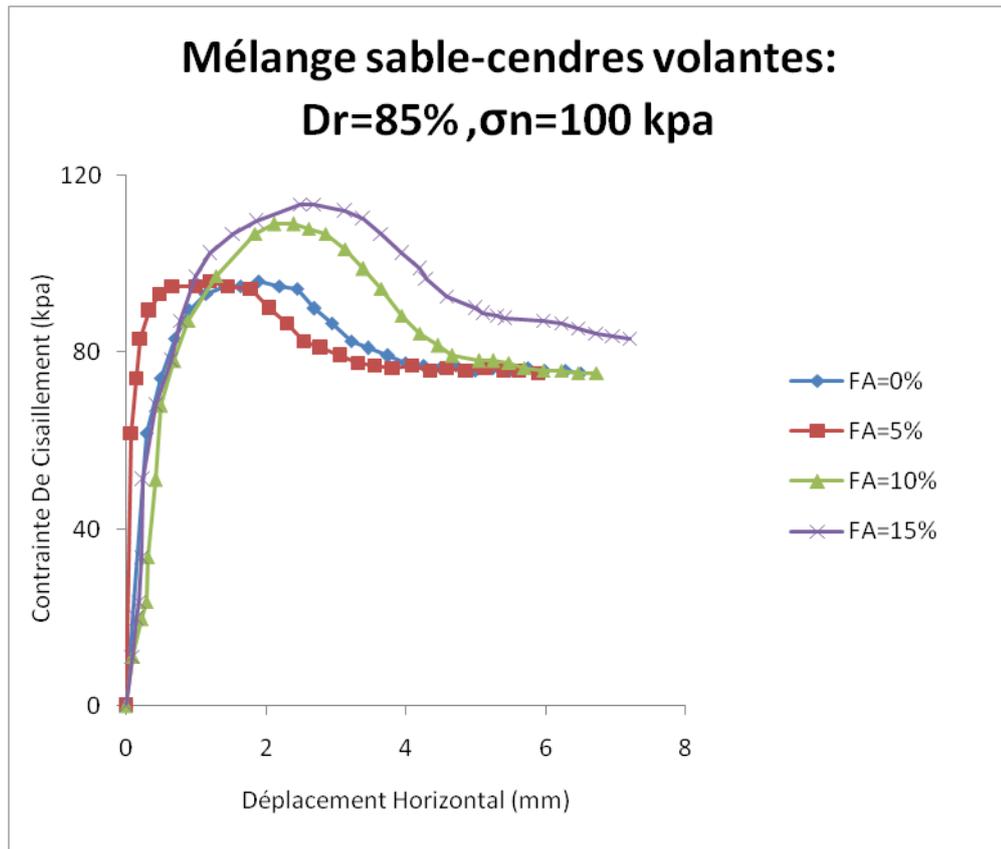
(c)

Figure 3. 2: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes (Dr=55%) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa

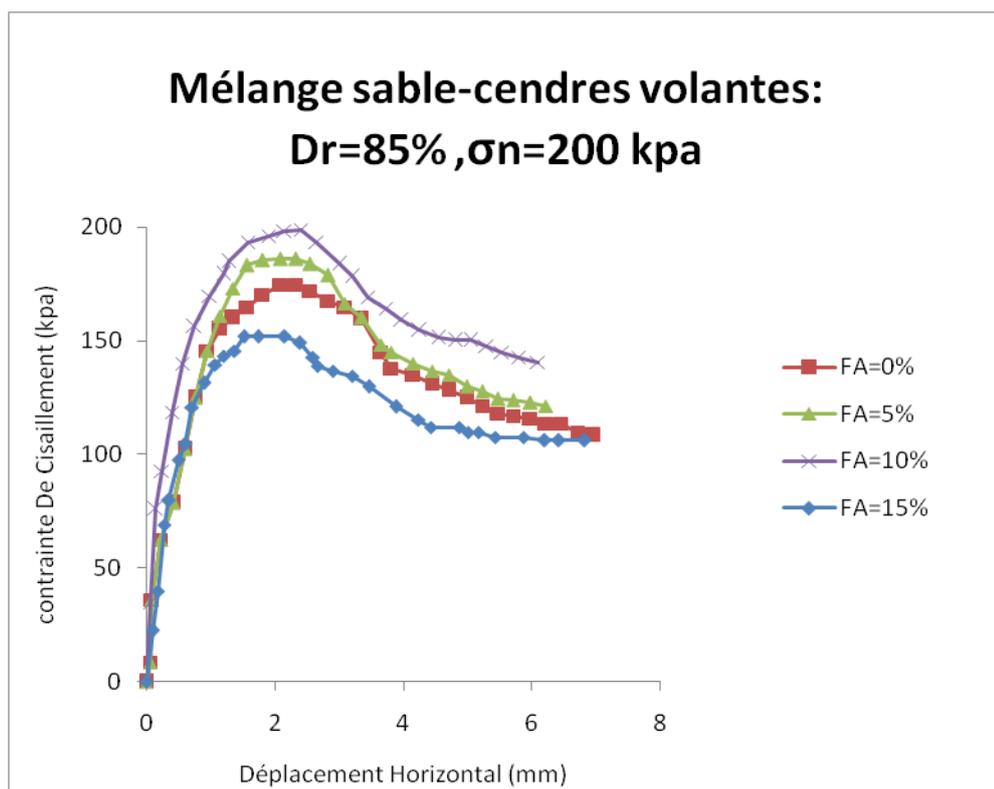
3.2.3 Densité relative, Dr= 85%

Une série d'essais de cisaillement direct à la boîte a été réalisée en vue d'analyser l'effet de la teneur en Cendres volantes sur la réponse mécanique de sable de Zemmouri (Boumerdès). Les échantillons des mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués au laboratoire par la méthode de pluviation à sec (PS) ,avec différentes fractions (FA=0%, 5%, 10% et 15%) pour une densité relative initiale (Dr=85%) et soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n=100, 200$ et 300 kPa). On remarque que l'effet de la fraction de cendres volantes est clairement observé pour les échantillons très denses (Dr=85%) lorsqu'ils sont comparés aux échantillons préparés avec des densités relatives plus faibles (Dr=25% et 55%). Les échantillons du mélange sable-cendres volantes avec (FA=15%) indiquent une augmentation remarquable de la résistance au cisaillement pour les trois contraintes normales initiales ($\sigma_n= 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa) respectivement, et leurs pourcentage d'augmentation est de 18% ,31%, 18% par rapport au sable propre.

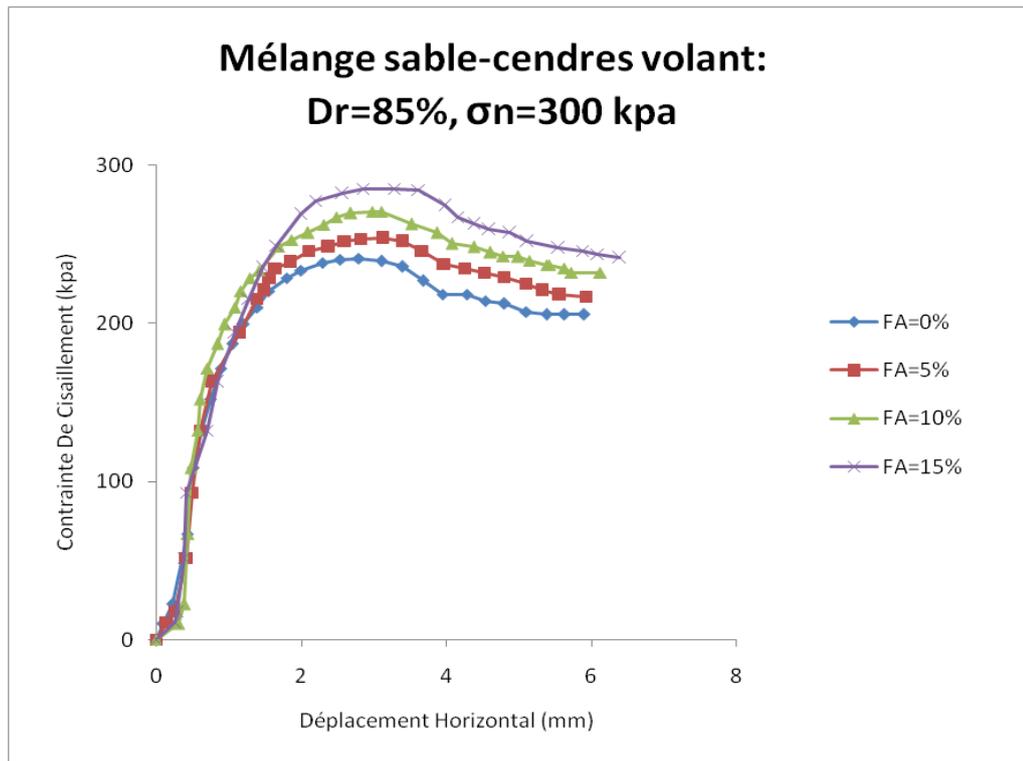
CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.



(a)



(b)



(c)

Figure 3. 3: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volants ($Dr=85%$) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa

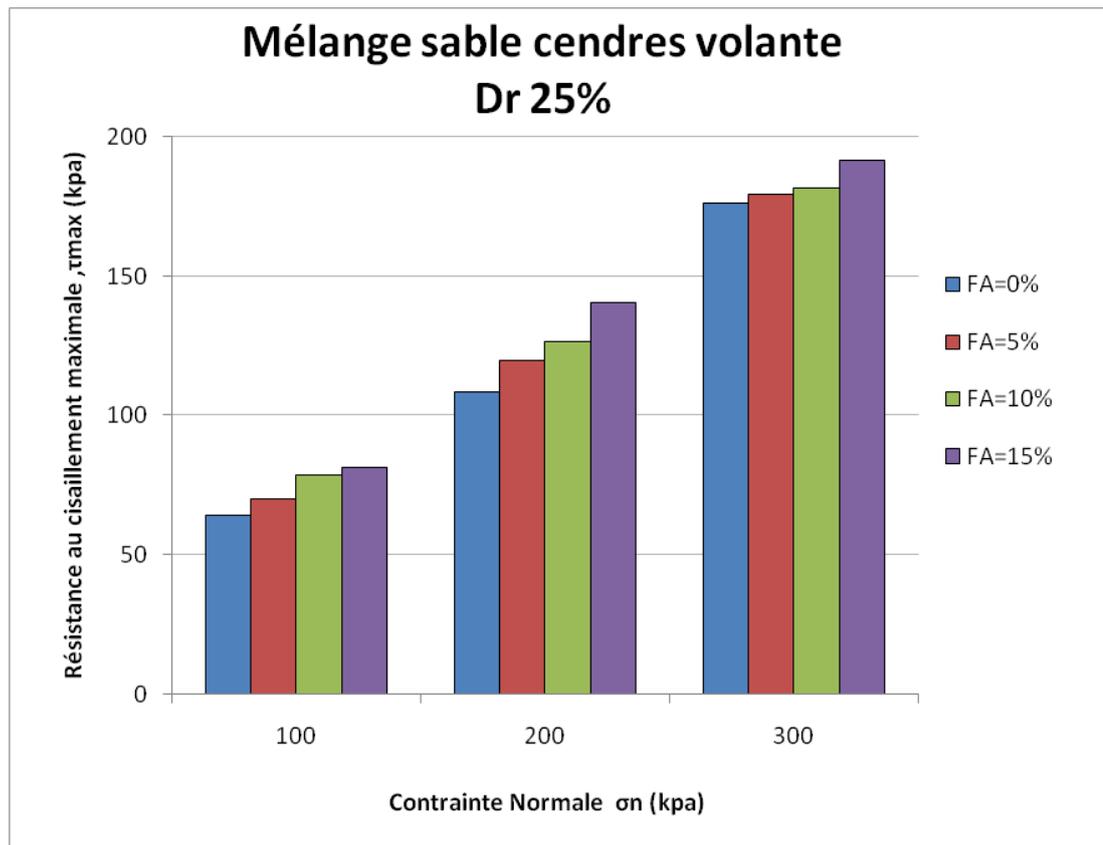
3.3 Effet de la fraction des cendres volantes sur la résistance au cisaillement maximale

Les données de la présente étude sont introduites dans les figures suivantes (3.4), (3.5), (3.6), en vue d'évaluer l'effet de fraction des cendres volantes sur la résistance maximale de sable de Zemmouri , pour une gamme de teneur en cendres volantes variant entre (FA=0% à FA=15%). Les échantillons des mélanges ont été reconstitués par la pluviométrie à sec , à trois densités relatives initiales lâche ,moyennement dense et très dense ($Dr=25%$, 55% et 85%) considérant trois contraintes normales initiales ($\sigma_n= 100$, 200 et 300 kPa). A partir de ces figures, on constate que la teneur en cendres volantes est un paramètre très pertinent dans l'amélioration de la réponse mécanique des sols sableux, ou la résistance augmente avec l'augmentation de la fraction de cendres volantes (FA = 0%, 5%, 10% et 15%) pour les trois densités relatives initiales et les trois contraintes normales initiales considérées. En outre, la résistance au cisaillement maximale augmente

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

graduellement avec l'augmentation des cendres volantes pour les faibles densités relatives initiales ($Dr=25\%$, 55%) et cette augmentation devient très prononcée pour la densité relative plus élevée ($Dr=85$) et pour la contrainte initiale $\sigma_n=300kpa$. Cependant, l'ajout des fraction des cendres volantes est très remarquable en terme d'augmentation de pourcentage de la résistance au cisaillement pour la contrainte normal initiale (100kpa , 200kpa , 300kpa) , le pourcentage d'augmentation de la densité relative $Dr=55\%$ par apport à $Dr=25\%$ est de (18.46% , 15.55% , 16.48% , 11.04%) et pour la densité 85% par apport à 55% est de (18.46% , 21.34% , 30% , 40.14%) pour les fractions des cendres volantes (0% , 5% , 10% , 15%) respectivement.

3.3.1 La densité relative $DR= 25\%$:



CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

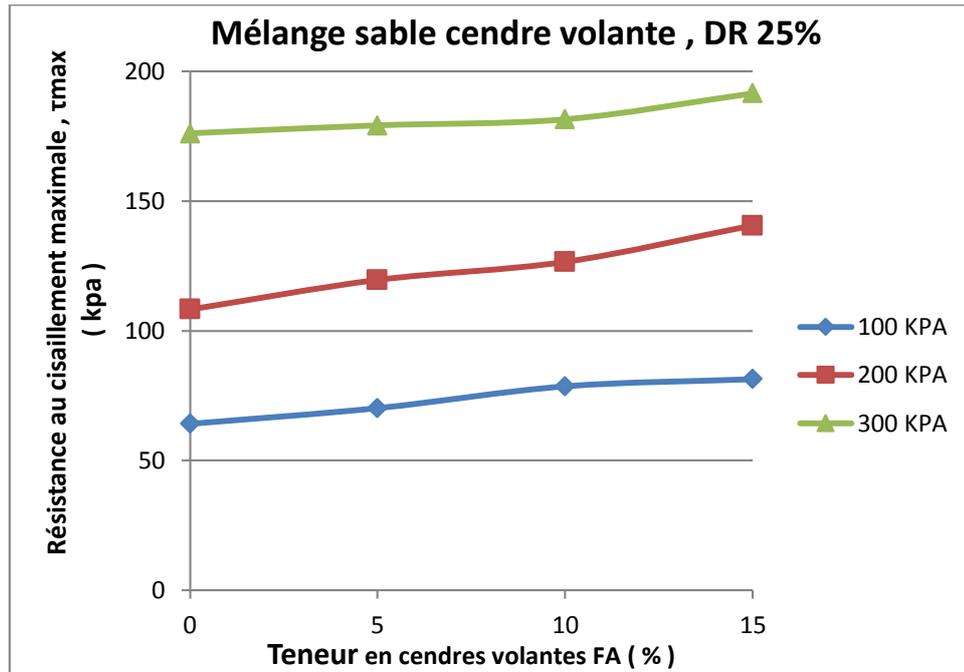
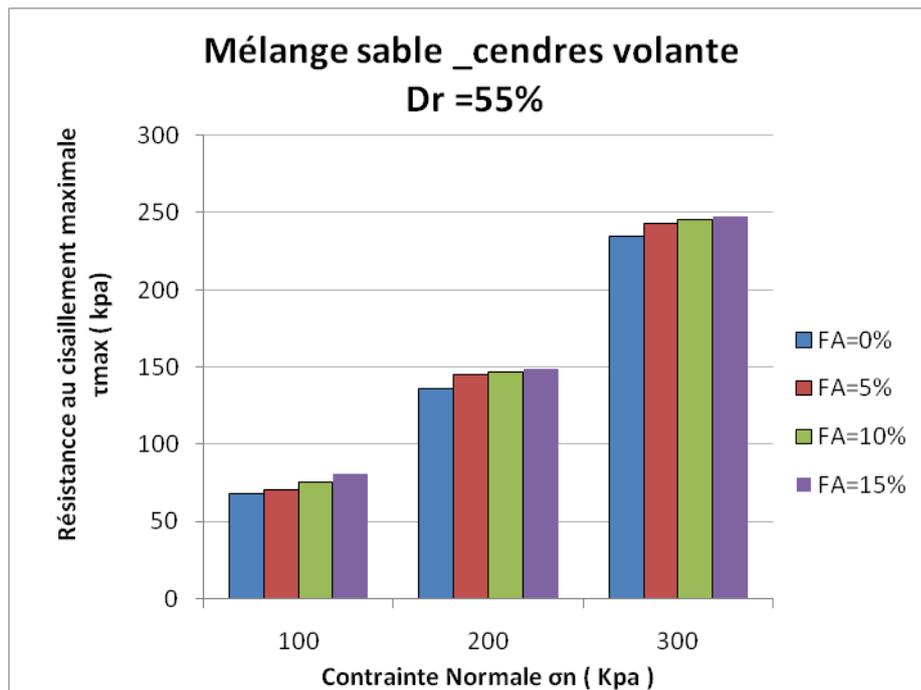


Figure 3. 4: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $Dr=25\%$.

3.3.2 La densité relative DR = 55%:



CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

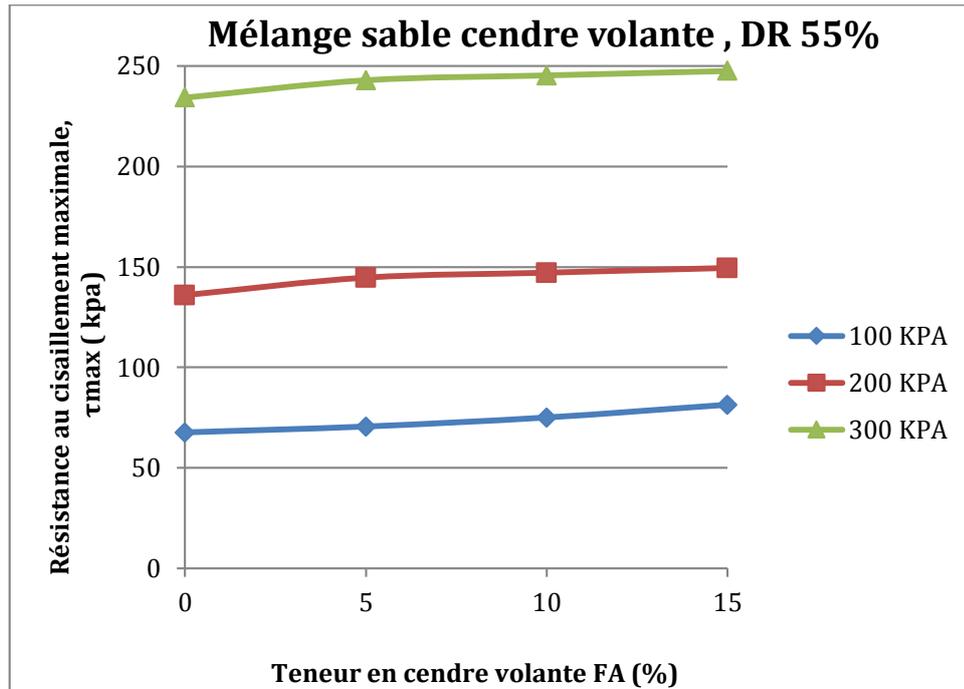


Figure 3. 5: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $Dr=55\%$

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

3.3.3 La densité relative $DR = 85\%$:

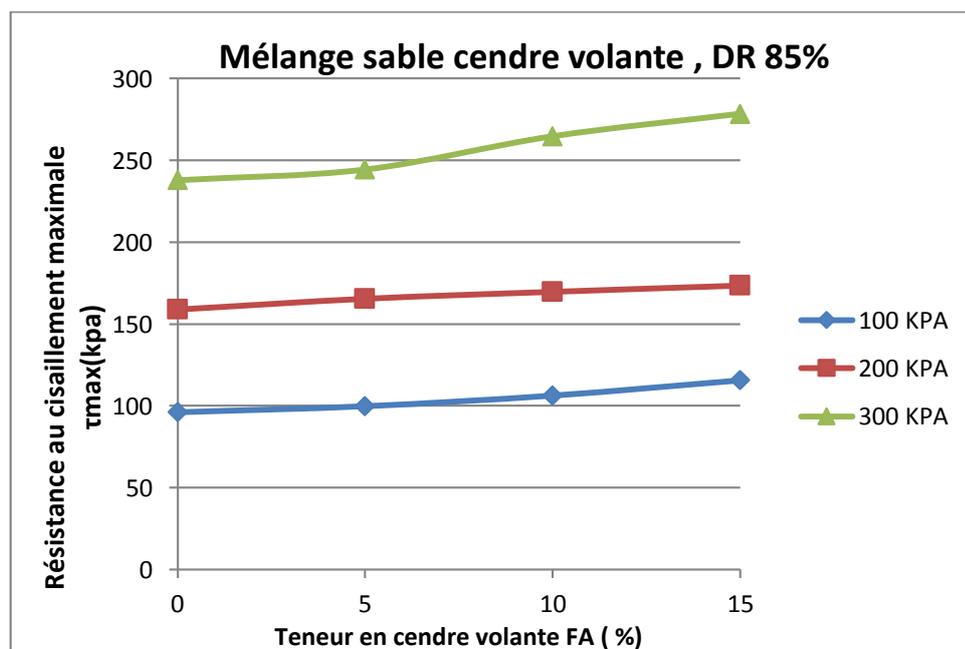
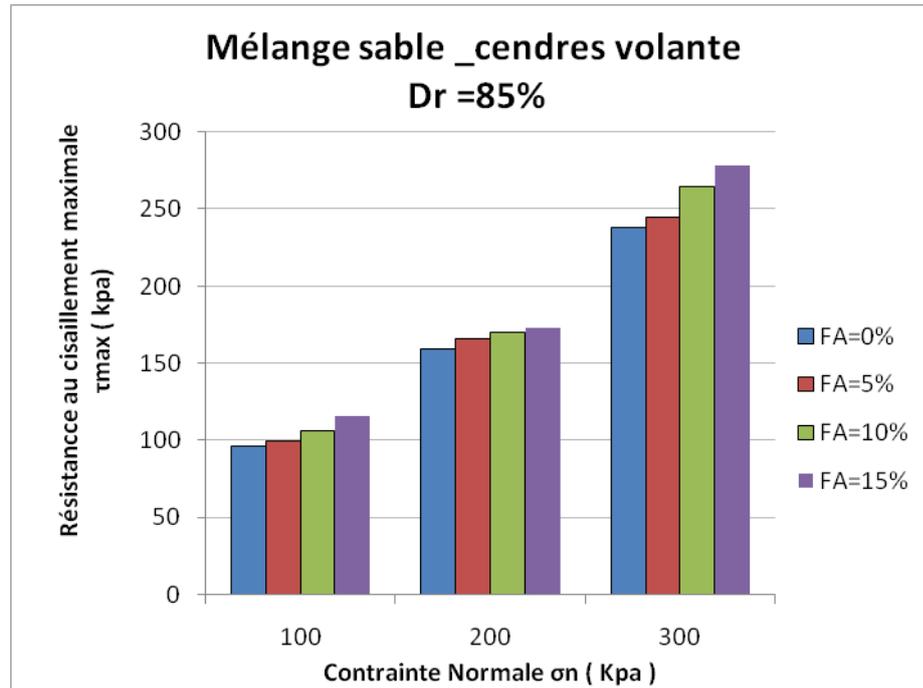


Figure 3. 6: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $DR=85\%$

3.4 Effet de la fraction des cendres volantes sur la résistance au cisaillement normalisée

La figure (3.7) illustre l'effet de la teneur en cendres volantes sur la résistance au cisaillement maximale normalisée (τ_{\max}/σ_n), en fonction de différentes teneurs en cendres volantes (FA=0%-FA=15%) considérant la gamme de la densité relative initiale ($D_r=25\% - 85\%$). D'après cette figure, on observe que l'augmentation de la teneur en cendres volantes induit une augmentation significative de résistance au cisaillement pour tous les paramètres testés avec une relation linéaire peut exprimer cette variation. Il est clairement remarquable que la résistance au cisaillement normalisée est très importante.

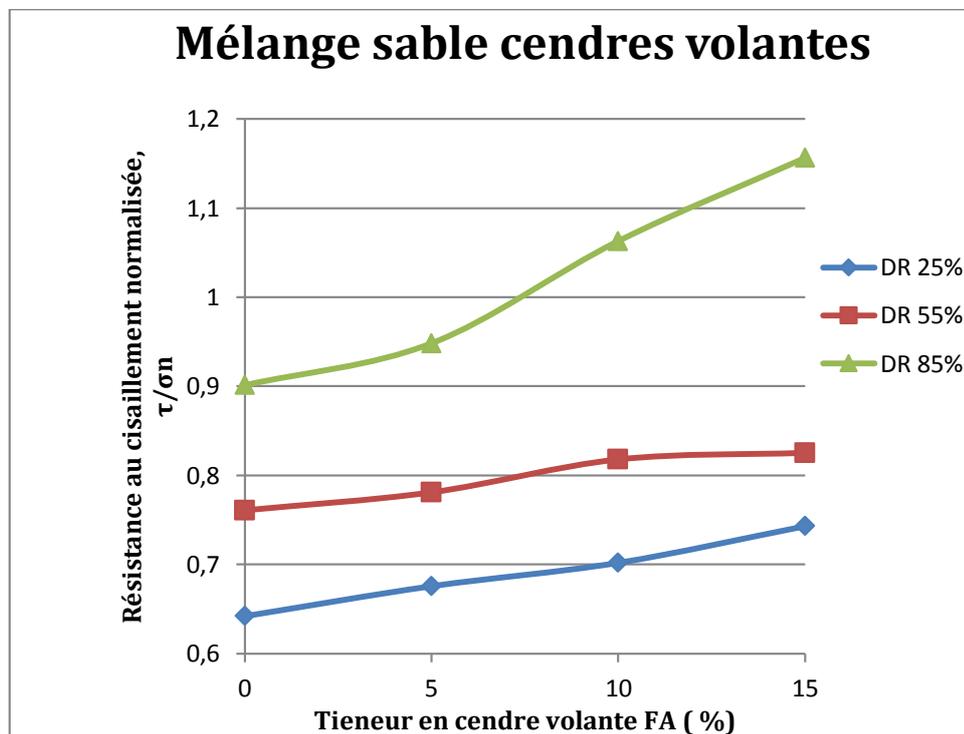


Figure 3. 7: Effet de la fraction des cendres volantes sur résistance au cisaillement normalisée (τ_{\max}/σ_n)

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

Tableau 3. 1: contrainte normalisée pour les trois contraintes (σ_n 100, 200,300kpa), pour une densité relative lâche $D_r=25\%$

| | $\sigma_n = 100\text{kpa}$ | $\sigma_n = 200\text{kpa}$ | $\sigma_n = 300\text{kpa}$ |
|-----|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| FA | Contrainte normalisée $\sigma_n/100$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/200$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/300$ |
| 0% | 0.6422 | 0.5415 | 0.5869 |
| 5% | 0.7027 | 0.59815 | 0.5972 |
| 10% | 0.7863 | 0.6328 | 0.605 |
| 15% | 0.8138 | 0.70275 | 0.6384 |

Tableau 3. 2: contrainte normalisée pour les trois contraintes (σ_n 100, 200, 300kpa), pour une densité relative lâche $D_r=55\%$

| | $\sigma_n = 100\text{kpa}$ | $\sigma_n = 200\text{kpa}$ | $\sigma_n = 300\text{kpa}$ |
|-----|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| FA | Contrainte normalisée $\sigma_n/100$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/200$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/300$ |
| 0% | 0.6758 | 0.6779 | 0.7808 |
| 5% | 0.7052 | 0.7231 | 0.8097 |
| 10% | 0.7502 | 0.7354 | 0.8177 |
| 15% | 0.8138 | 0.7472 | 0.8251 |

Tableau 3. 3: contrainte normalisée pour les trois contraintes (σ_n 100, 200, 300kpa), pour une densité relative lâche $D_r=85\%$

| | $\sigma_n = 100\text{kpa}$ | $\sigma_n = 200\text{kpa}$ | $\sigma_n = 300\text{kpa}$ |
|-----|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| FA | Contrainte normalisée $\sigma_n/100$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/200$ | Contrainte normalisée $\sigma_n/300$ |
| 0% | 0.9613 | 0.7948 | 0.7933 |
| 5% | 0.9983 | 0.8276 | 0.815 |
| 10% | 1.0633 | 0.8487 | 0.8824 |
| 15% | 1.1563 | 0.8676 | 0.9279 |

3.5 Effet de la fraction des cendres volantes sur l'angle de frottement interne :

Dans le but d'évaluer l'impact de la teneur en cendres volantes sur l'angle de frottement (ϕ) des échantillons des mélanges sable-cendres volantes, une série d'essais de cisaillement direct a été effectué sur des échantillons des sols reconstitués au laboratoire par la méthode de préparation (pluviation à sec) pour les trois densités relatives (lâche ; $D_r=25\%$, moyennement dense ; $D_r=55\%$ et très dense ; $D_r=85\%$). Les mélanges testés contiennent des proportions de cendres volantes variant de (FA=0% et FA=15%). En générale, on

CHAPITRE III : INFLUENCE DE LA TENEUR EN CENDRES VOLANTES SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS SABLEUX.

observe que l'angle de frottement (ϕ) augmente linéairement avec l'augmentation de la fraction de cendres volantes pour les trois densités relatives à l'étude. De plus, il existe de très bonnes corrélations entre l'angle de frottement et la teneur en cendres volantes ($0.92 < R^2 < 0.98$) pour tous les paramètres testés. Cependant, l'effet de la fraction de cendres volantes sur l'angle de frottement est très remarquable pour la densité relative initiale élevée ($D_r = 85\%$; la pente $a = 15.96$) par rapport aux deux autres densités relatives initiales ($D_r = 25\%$; $a = 7$. et $D_r = 55\%$; $a = 6$). L'équation suivante est suggérée pour exprimer l'évolution de l'angle de frottement (ϕ) en fonction de la teneur en cendres volantes (FA).

$$(\phi) = a (FA) + b \quad (3.1)$$

Tableau 3. 4: Coefficients a, b et R2 pour équation (3.1)

| Dr (%) | Pluviation à sec | | |
|----------------|------------------|------|-------|
| | 25 | 55 | 85 |
| A | 7.5 | 6 | 15.96 |
| B | 30.93 | 38.6 | 37.73 |
| R ² | 0,96 | 0,97 | 0,96 |

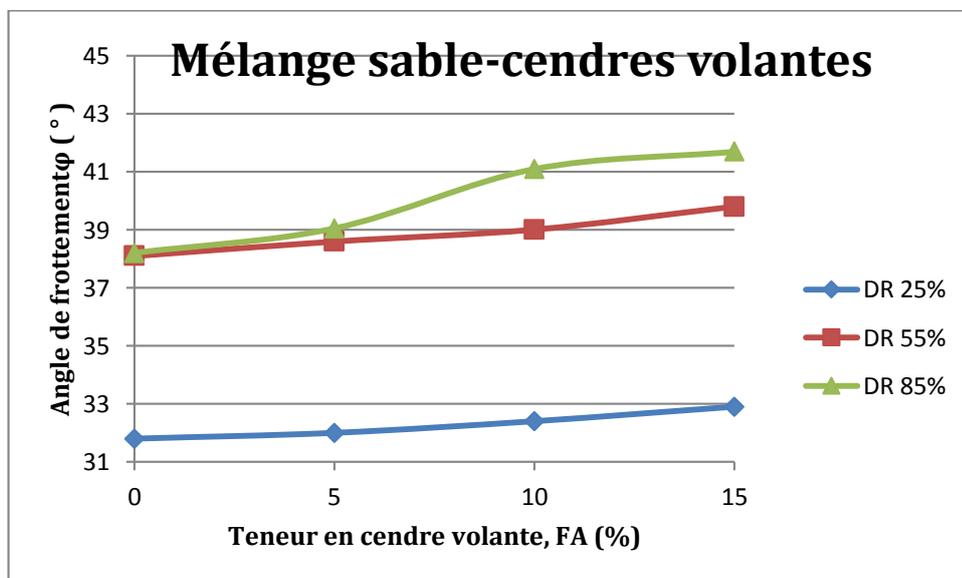


Figure 3. 8: Effet de la fraction des cendres volantes sur l'angle de frottement interne

3.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'étudier l'influence de la fraction de cendres volantes (FA=0% - 15%) sur le comportement mécanique des échantillons du sable de Zmouri préparés par la méthode de reconstitution (pluviation à sec) avec trois densité relatives initiales (lâche, $D_r = 25\%$, moyennement dense, $D_r = 55\%$ et dense, $D_r = 85\%$) et soumis à trois contraintes normales initiales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa). À la lumière des résultats expérimentaux obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

Les résultats des essais à la boîte de cisaillement direct indiquent clairement que la teneur en cendres volantes à une influence significative sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes en termes de la résistance au cisaillement (résistance au cisaillement maximale et normalisée) et l'angle de frottement.

La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les paramètres considérés. La tendance observée de l'augmentation de la résistance au cisaillement avec l'ajout de la teneur en cendres volantes peut être attribuée à l'augmentation de l'enchevêtrement des particules en raison de l'existence de particules des fines de cendres volantes entre les grosses particules du sable qui augmente la phase de dilatance ou diminuer la phase de contractance des mélanges conduisant une structure du sol moins compressible et par conséquent à augmenter la résistance au cisaillement. Les résultats de cette étude sont en parfaite concordance avec les observations de Keramatikerman et al., (2018a et 2018b) et Kolay et al., (2019).

Les résultats des différents essais montrent que l'ajout de la fraction des cendres volantes à une influence très remarquable sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes pour la densité relative initiale plus élevée ($D_r = 85\%$) par-rapport aux échantillons reconstitués avec des densités relatives initiales faibles ($D_r = 25\%$, $D_r = 55\%$).

Les résultats indiquent que l'impact de la teneur en cendres volantes est très significatif pour la faible contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100$ kPa) en comparaison avec les deux autres contraintes normales ($\sigma_n = 200$ et 300 kPa).

Les résultats obtenus indiquent que l'angle de frottement augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les paramètres testés.

CHAPTRE IV

INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

4.1 Introduction

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence de la densité relative initiale sur le comportement mécanique des sables. Tatsuka et al (1986) ont montré que la résistance au cisaillement non drainé augmente linéairement avec la densité relative. Arab et al., (2010) ont réalisé des essais cycliques sur deux sables, le sable d'Hostun et le sable de Chlef. Les échantillons ont été préparés avec trois densités relatives initiales ($D_r = 15\%$, 50% et 65%) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). Ils ont remarqué que l'augmentation de la densité relative entraîne une augmentation significative de la résistance au cisaillement non drainé des deux sables.

Keramatikerman et al (2017) ont mené une série d'essais triaxiaux cycliques sur des échantillons reconstitués avec des densités relatives initiales de 20% , 40% , 60% et 80% et avec une teneur en cendres volantes FA de 2% et soumis à une pression initiale de confinement de 50 kPa. En effet, ils ont observé que l'échantillon préparé avec une densité relative initiale de 80% est le plus résistant par rapport aux échantillons reconstruits à partir d'autres densités relatives. D'autre part, le paramètre de contrainte normale est un facteur très important pour prédire le comportement mécanique du sable. Benessalah et al., (2015) ont trouvé que la contrainte normale a un impact très significatif sur la résistance au cisaillement. Donc l'amplification de la contrainte normale initiale conduit à une augmentation substantielle de la résistance au cisaillement.

Afin d'étudier l'effet de la densité relative initiale, des échantillons ont été reconstitués avec trois densités relatives telles que : lâche, $D_r = 25\%$; moyennement dense, $D_r = 55\%$ et très dense, $D_r = 85\%$ et soumis à des contraintes normales initiales de 100 , 200 et 300 kPa. Ces échantillons ont été mélangés avec des fractions en cendres volantes allant de FA = 0% à 15% . Des essais en cisaillement direct à la boîte Casagrand ont été réalisés.

4.2 Influence de la densité relative initiale

4.2.1 Pour une contrainte normale $\sigma_n = 100$ kPa

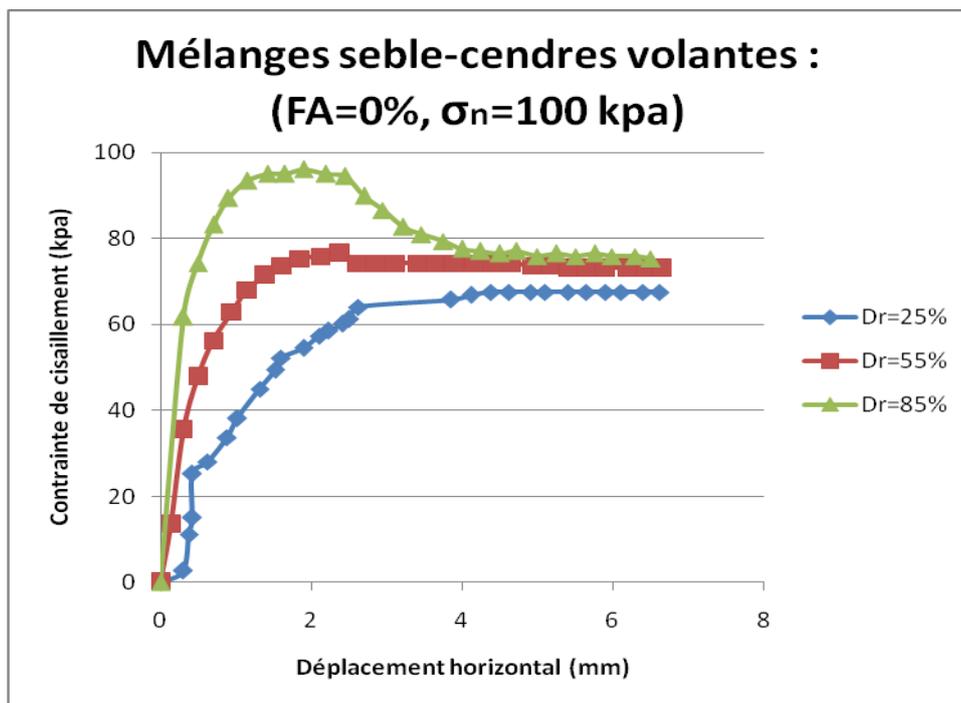
Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée en vue d'analyser l'effet de la densité relative initiale lâche ; $D_r = 25\%$, moyennement dense ; $D_r = 55\%$ et très dense ; $D_r = 85\%$ sur la réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes. Des échantillons

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

des mélanges sable-cendres volantes ont été reconstitués au laboratoire avec la technique de la pluviation à sec et soumis à une contrainte normale initiale $\sigma_n=100$ kPa, en considérant des teneurs en cendres volantes suivantes : FA=0%, 5%, 10% et 15%.

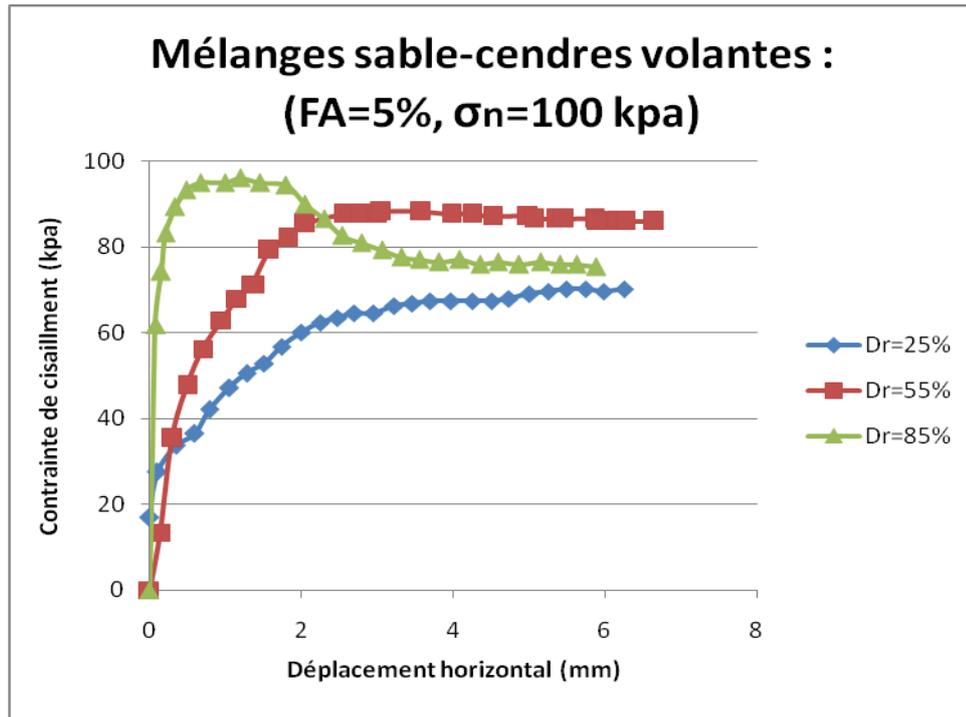
Les résultats d'essais obtenus montrent clairement que le paramètre de la densité relative à une influence très significative sur la résistance au cisaillement maximale (τ_{max} =67.47 kPa, 76.47 kPa, 96.13 kPa), pour FA=0%,

(τ_{max} =70.27kPa, 88.27 kPa, 96.13 kPa), pour FA=5%,(τ_{max} =78.13 kPa, 90.52 kPa, 109.08 kPa), pour FA=10% et (τ_{max} =75.88 kPa, 93.88 kPa,113.58 kPa) pour FA=15% considérant les trois densités relatives initiales ($D_r= 25\%$, 55% et 85%), respectivement. L'influence de la densité relative initiale sur l'augmentation la résistance au cisaillement est clairement observée pour la gamme ($D_r=25\%-55\%$) de densité relative (13%, 25%, 16% et 24%) et devient très significative pour la gamme ($D_r=55\%-85\%$) de densité relative (26%, 9%, 21% et 21%) pour les fractions de cendres volantes considérés (FA=0%, 5%, 10% et 15%) respectivement. Cette augmentation de la résistance au cisaillement est causée par l'augmentation de la densité relative qui elle-même a contribué à l'augmentation de l'enchevêtrement entre les grains favorisant le comportement dilatant et conduisant à des échantillons plus stable.

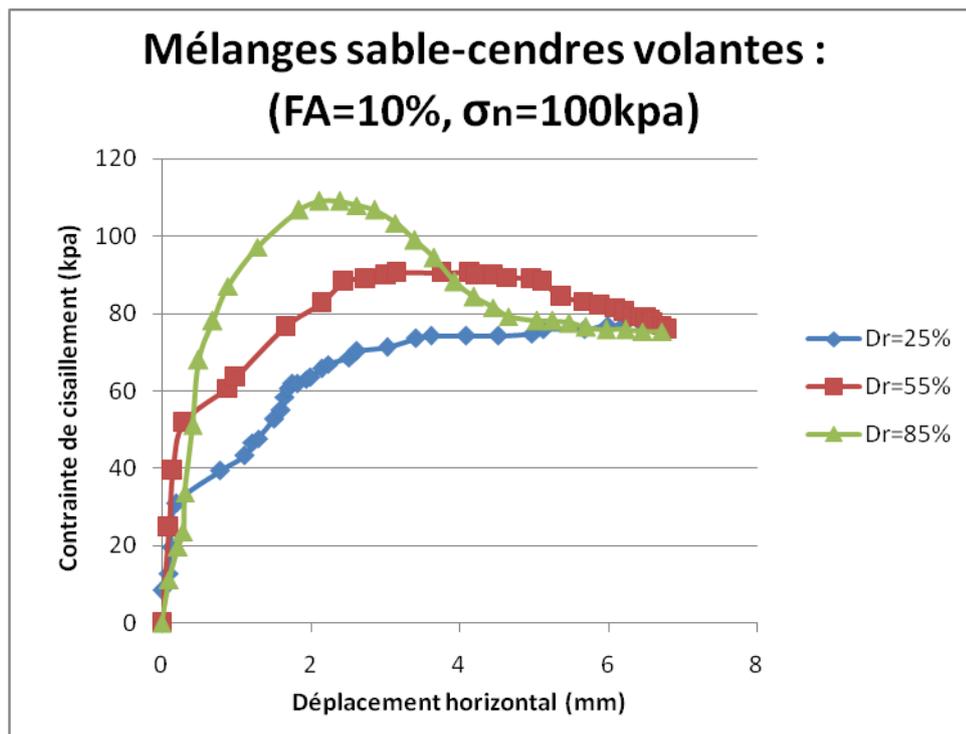


(a)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(b)



(c)

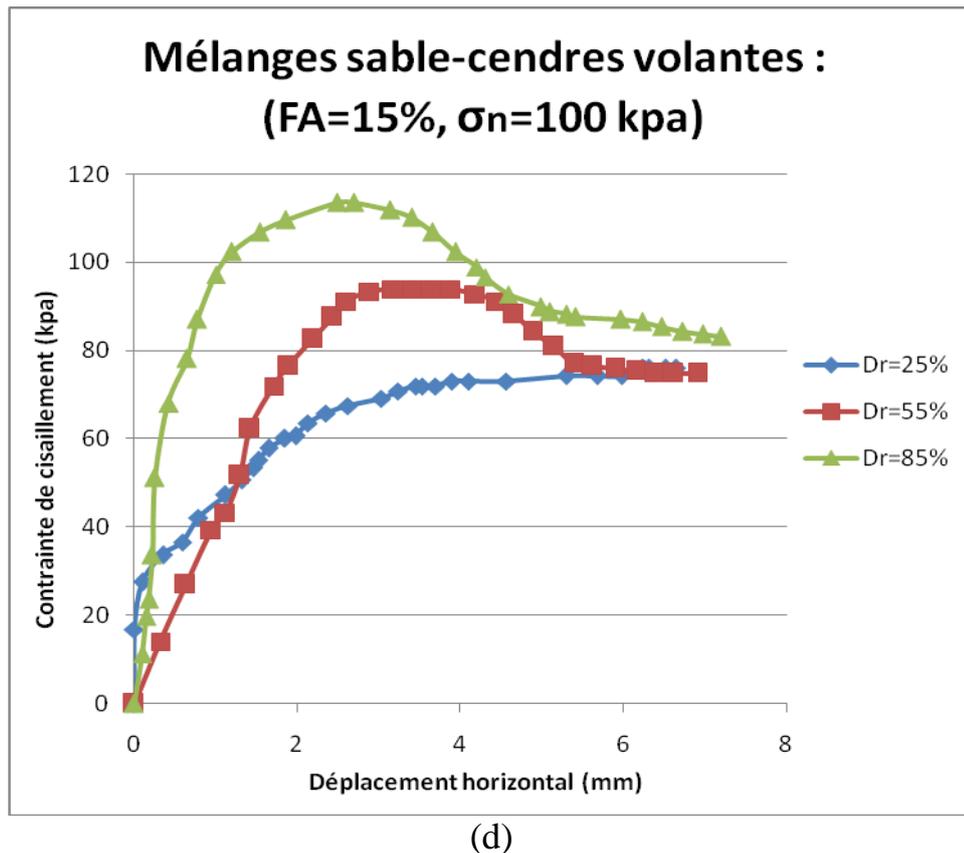


Figure 4. 1: effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante.

$\sigma_n=100$ kpa, (a) FA= 0%, (b) FA=5%, (c) FA=10%, (d) FA=15%

4.2.2 Contrainte normale ($\sigma_n= 200$ kPa)

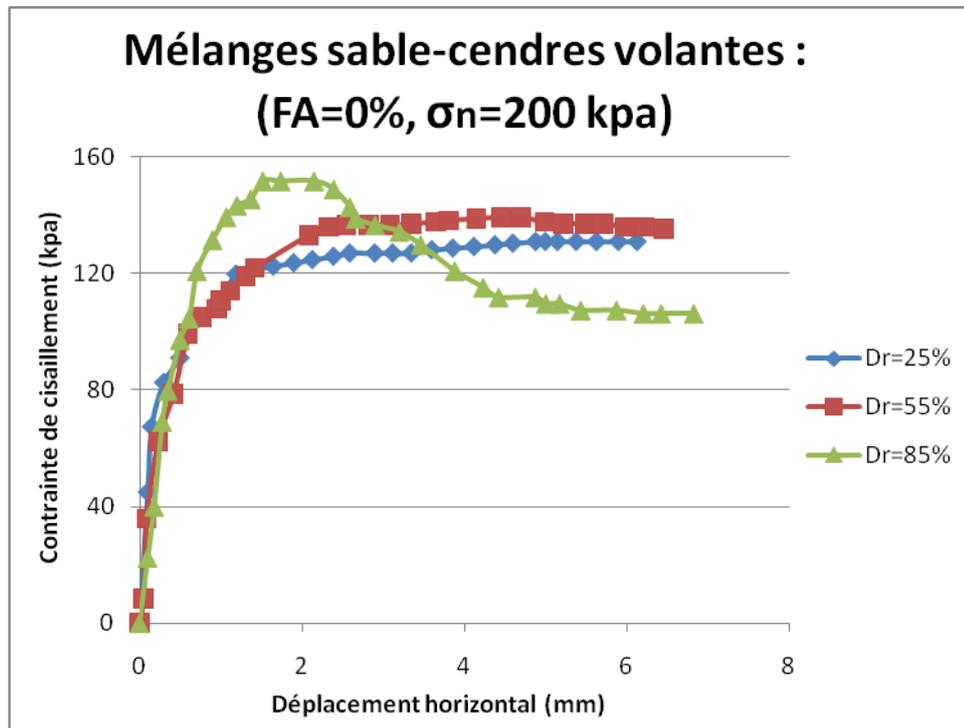
La figure (4.2) montre les résultats expérimentaux de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrand. Le but est d'analyser l'influence de la densité relative de $Dr = 25\%$ à 85% sur le comportement mécanique du mélange sable-cendres volantes. Les échantillons ont été reconstitués au laboratoire avec différents teneurs en cendres volantes allant de 0% à 15% et soumis à une contrainte normale initiale $\sigma_n = 200$ kPa.

En général, les résultats obtenus montrent que le paramètre de densité relative initiale a un effet très significatif sur la réponse mécanique de tous les mélanges sable-cendres volantes, où l'augmentation de la densité relative initiale entraîne une augmentation significative de la résistance au cisaillement du mélange sable-cendres volantes. Cette augmentation est de (6% , 6%, 2%, 1%) pour un interval de densité relative compris entre $DR=25\%$ et 55% et devient plus prononcée de (9%,17%,24%,30%)pour un interval de

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MÉLANGES SABLE CENDRE VOLANTE

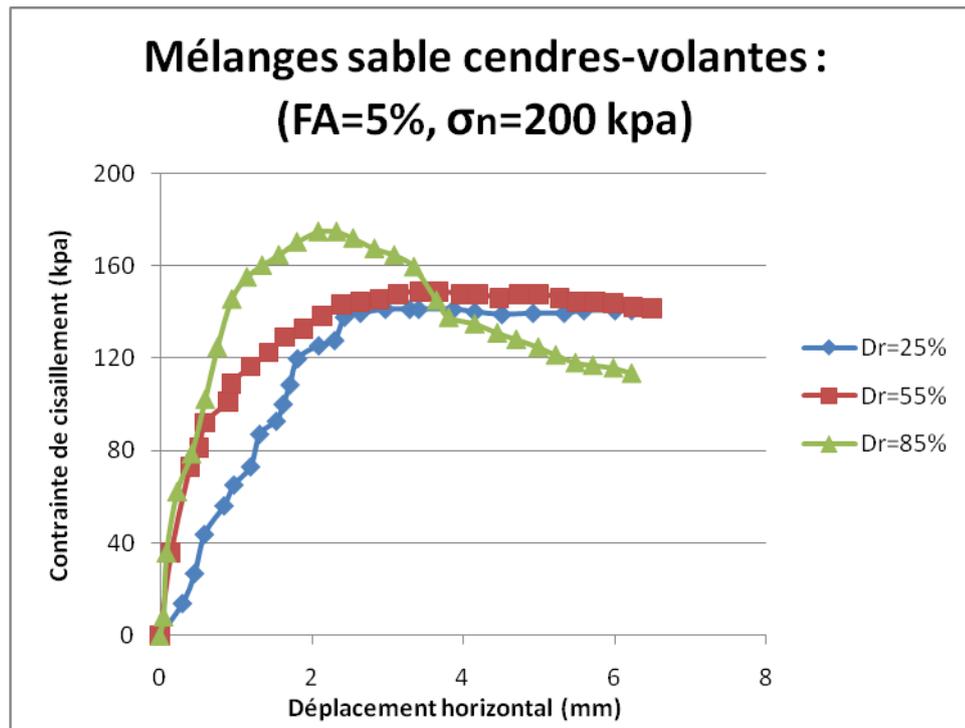
densité relative entre 55% et 85% considérant les différentes fractions de cendres volantes (0% , 5% , 10% , 15%) respectivement , comme indique la figure (4.2).

La résistance au cisaillement maximale des mélanges sable-cendres volantes soumis à une contrainte normale initiale ($\sigma_n = 200$ kpa) présente des valeurs élevées ($\tau_{max} = 131$ kpa , 139.44kpa et 151.7kpa) pour FA=0% , ($\tau_{max}=141.11$ kpa,148.94kpa,174.72 kpa) pour FA=5%, ($\tau_{max}=152.3$ kpa,150.08kpa et 185.91 kpa) pour FA=10% , ($\tau_{max}=152.3$ kpa,153.44kpa ,198.8kpa) pour FA= 15% en comparaison avec les valeurs de résistance au cisaillement maximale pour échantillons de mélanges sable-cendres volantes testés sous une contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100$ kpa).

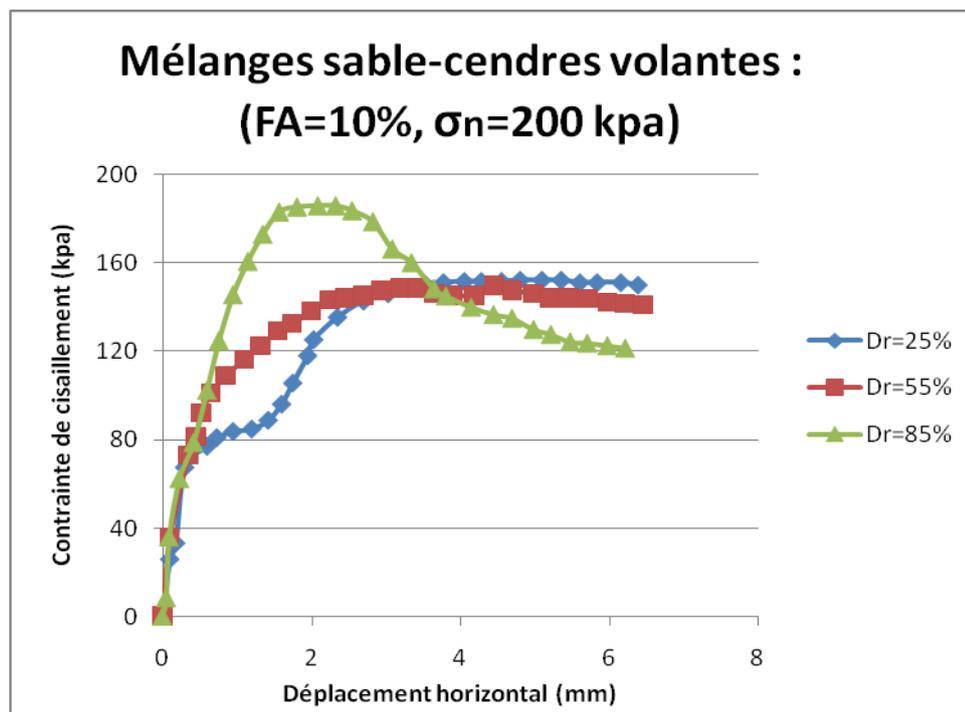


(a)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

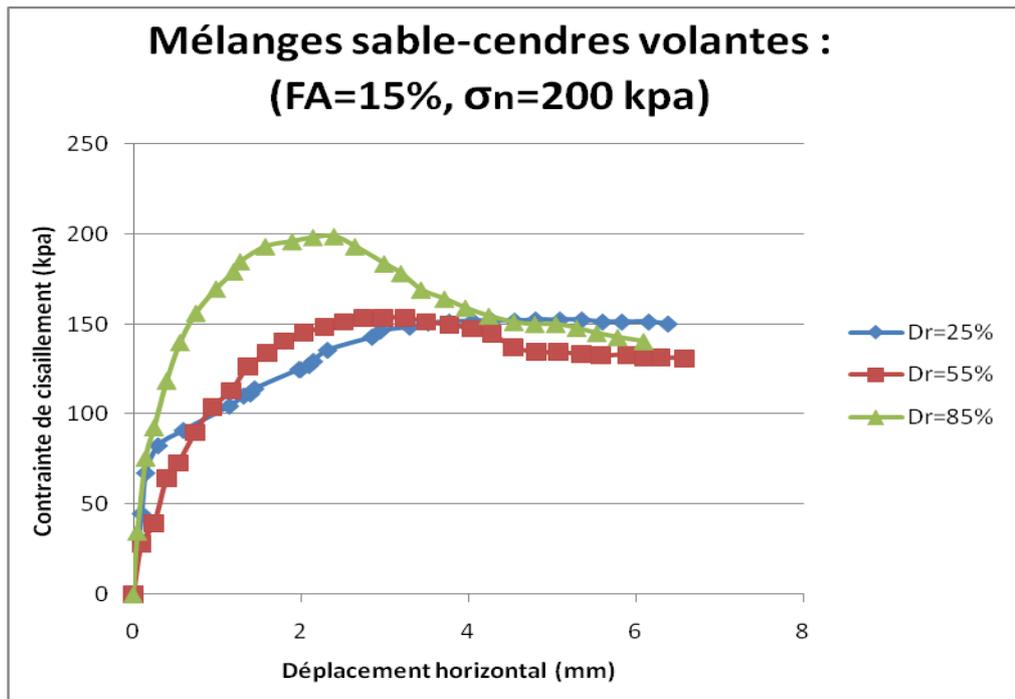


(b)



(c)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(d)

Figure 4. 2: effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante.($\sigma_n = 200$ kpa)

(a)FA=0%, (b)FA=5%, (c) FA=10%, (d) FA=15%

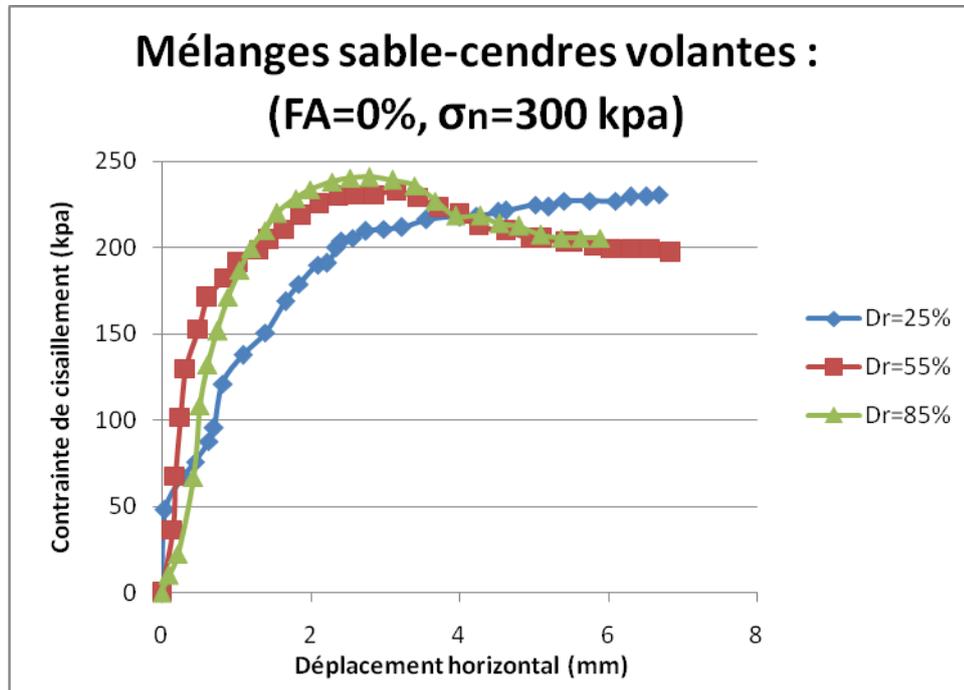
4.2.3 Contrainte normale $\sigma_n = 300$ kPa

La figure (4.3) montre l'évolution de la résistance au cisaillement d'un échantillon de sable mélangé à des fractions de cendres volantes, de FA = 0% à FA = 15% en utilisant trois densités relatives initiales lâche $Dr = 25\%$, moyenne $Dr = 55\%$ et dense $Dr = 85\%$, et soumis à une contrainte normale initiale de $\sigma_n = 300$ kPa. De la figure (4.3), d'une manière générale, la variation de la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la densité relative initiale ($Dr = 25\%$, 55% et 85%).

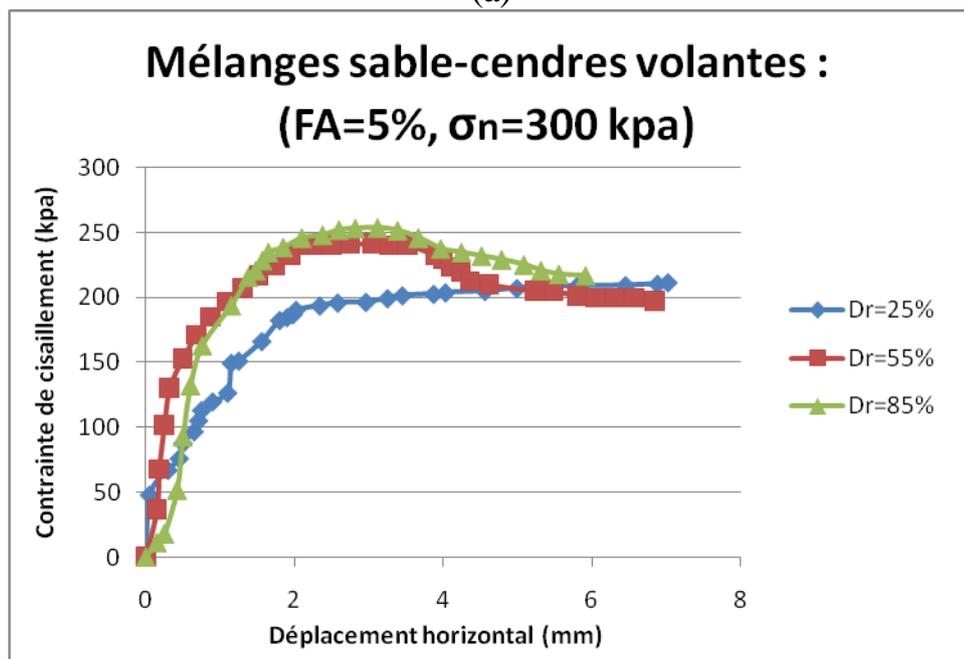
Les échantillons des mélanges sable-cendres volantes reconstitués avec la densité relative $Dr = 85\%$ indiquent une augmentation de la résistance au cisaillement maximale de (4%,20%,18%,24%) pour les fractions de cendres volantes (FA=0 %, 5 %, 10 % et 15 %) respectivement, en comparaison aux échantillons reconstitués avec la densité relative lâche ($Dr = 25\%$). En outre, les résultats obtenus montrent clairement que les échantillons des mélanges sable-cendres volantes soumis à une contrainte normale initiale ($\sigma_n = 300$ kPa) indiquent des résistances au cisaillement maximale élevées ($\tau_{max} = 230.72$ kPa,

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

232.38kPa et 240.8 kPa), pour FA=0 %, (τ_{\max} =211.667 kPa, 241.36 kPa et 253.7kPa), pour FA=5 %, (τ_{\max} =229.61 kPa,244.72 kPa et 270.47 kPa), pour FA=10 % et (τ_{\max} = 229.61 kPa, 247.52kPa et 284.83 kPa) pour FA=15 %.

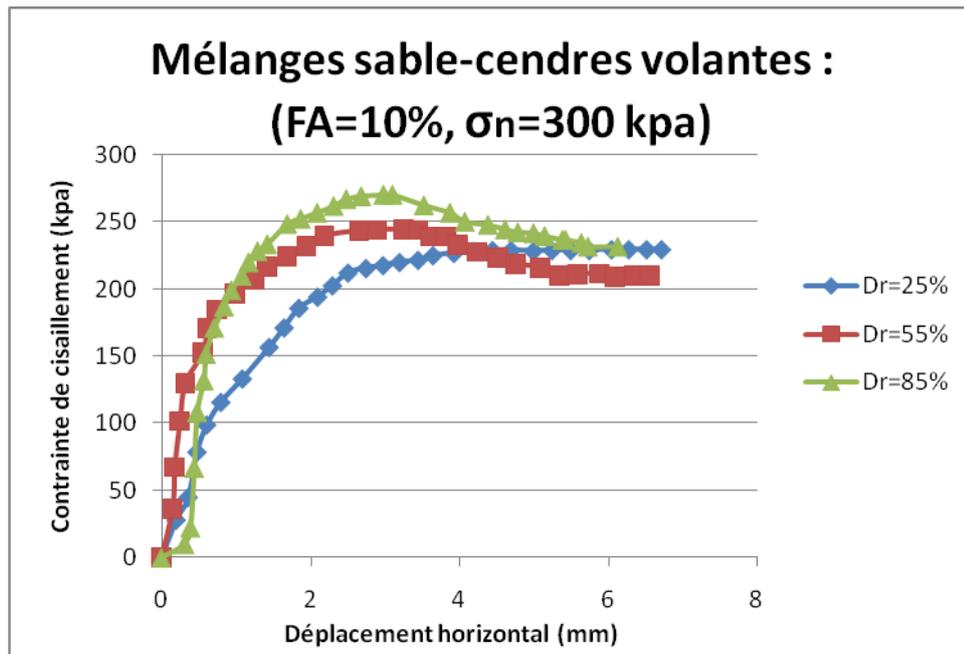


(a)

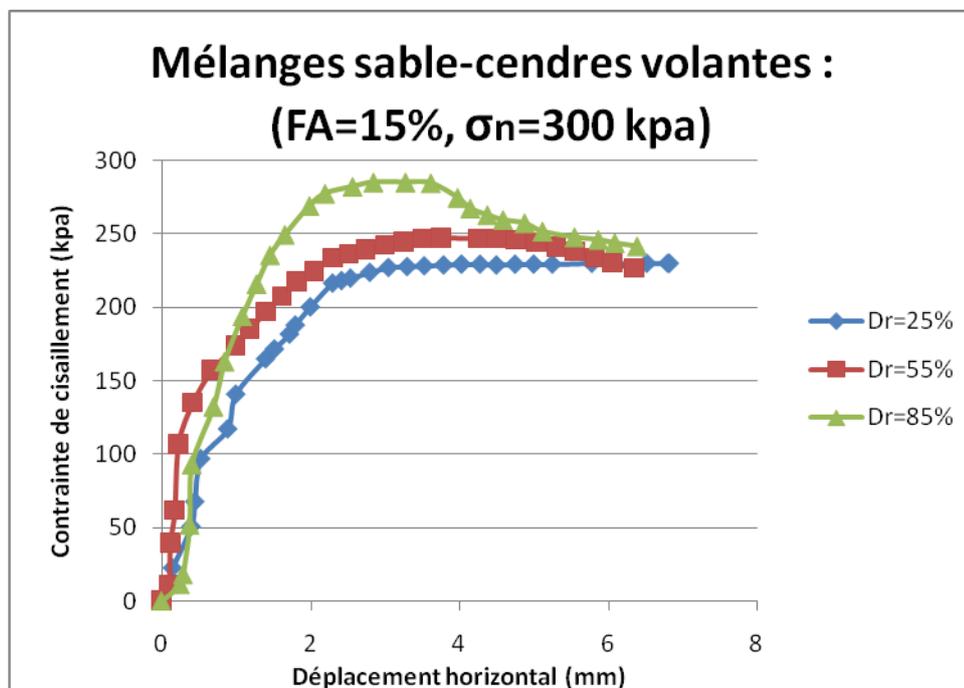


(b)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(c)



(d)

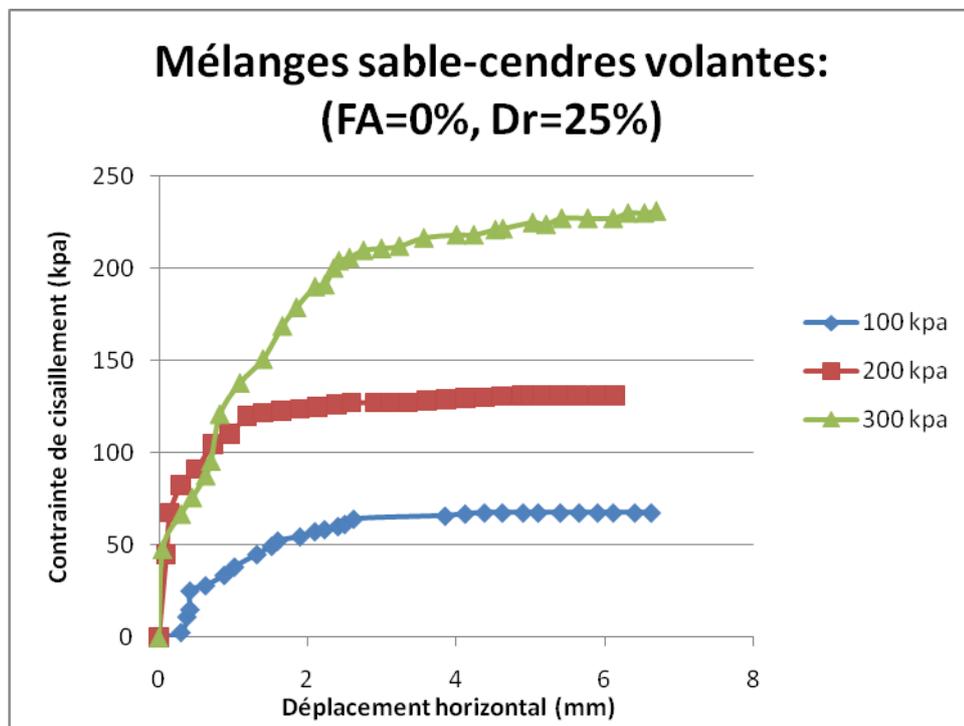
Figure 4. 3: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante.

($\sigma_n=300$ kpa)(a)FA=0%, (b) FA=5% , (c)FA=10%, (d) FA=15%

4.3 Influence de la contrainte normale initiale

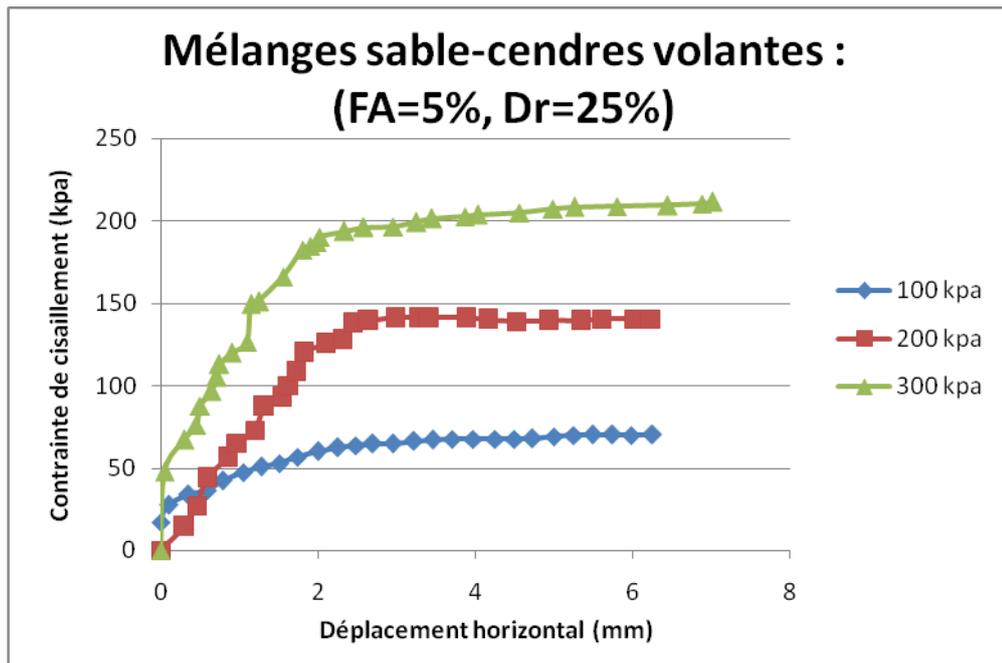
4.3.1 Densité relative lâche ($D_r = 25\%$) :

La figure (4.4) montre l'effet de la contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa) sur le comportement mécanique des mélanges de sable-cendres volantes allant de FA = 0 % à 15 %. Les échantillons ont été reconstitués avec une densité relative initiale de 25 %. Les résultats d'essais obtenus dans cette étude montrent que la contrainte normale initiale a un effet significatif sur la réponse mécanique du mélange sable-cendres volantes, car la résistance au cisaillement augmente progressivement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale, ($\tau_{max} = 67.47\text{kPa}, 131\text{kPa}$ et 230.72kPa) pour FA=0% , ($\tau_{max} = 70.27\text{kPa}, 141.11\text{kPa}$ et 211.66kPa) pour FA=5% , ($\tau_{max} = 78.13\text{kPa}, 152.30\text{kPa}$ et 229.61kPa) pour FA=10% , ($\tau_{max} = 75.88\text{kPa}, 152.30\text{kPa}$ et 229.61kPa) pour FA=15%.

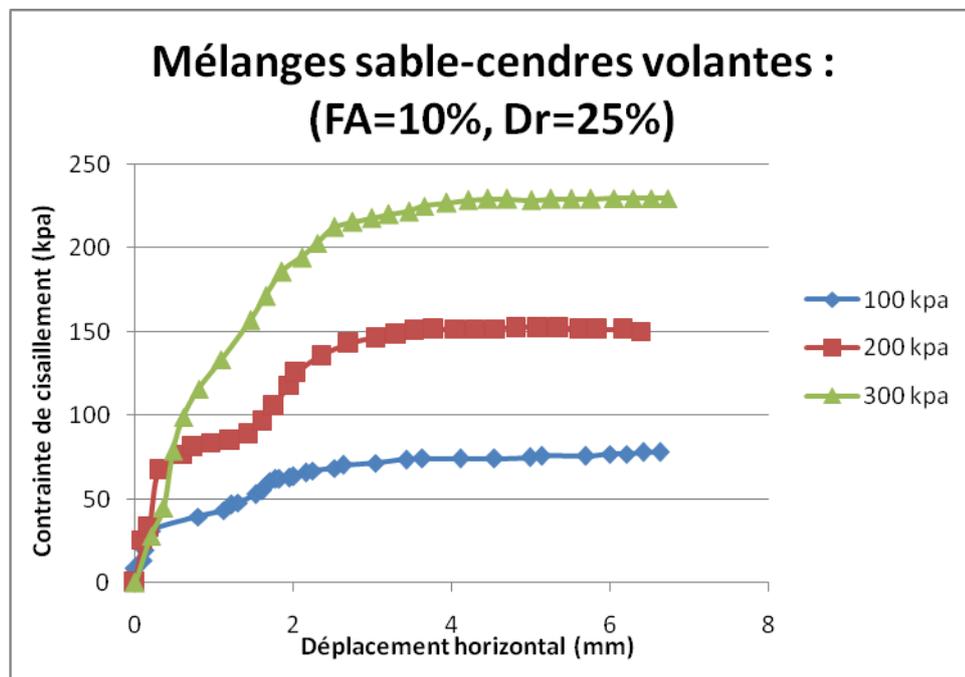


(a)

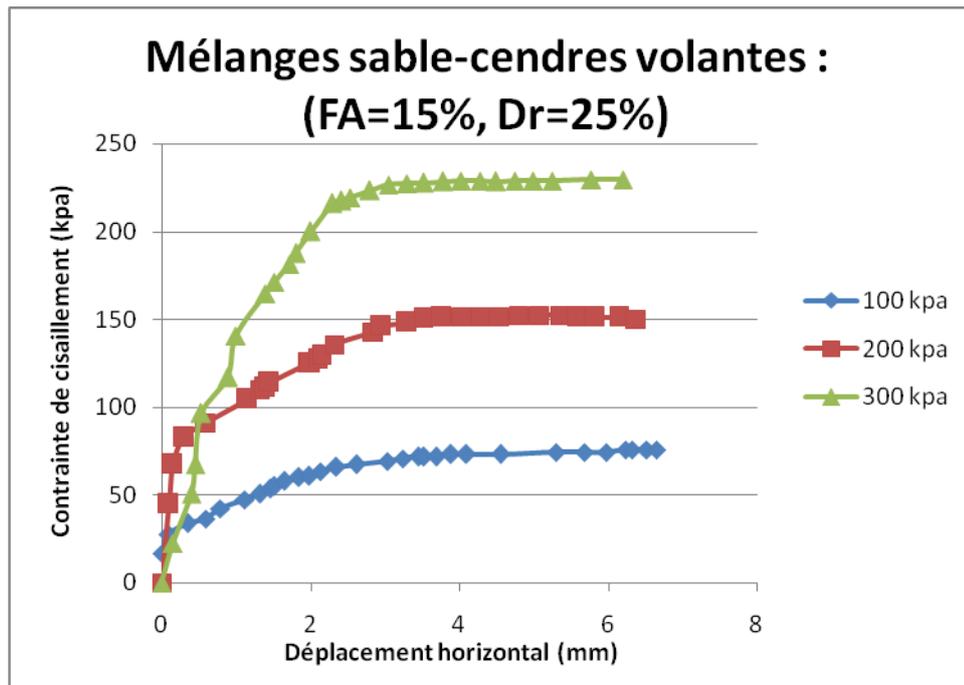
CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(b)



(c)



(d)

Figure 4. 4: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante (DR=25%)

(a) FA=0%,(b) FA=5%, (c) FA=10% , (d)FA= 15%

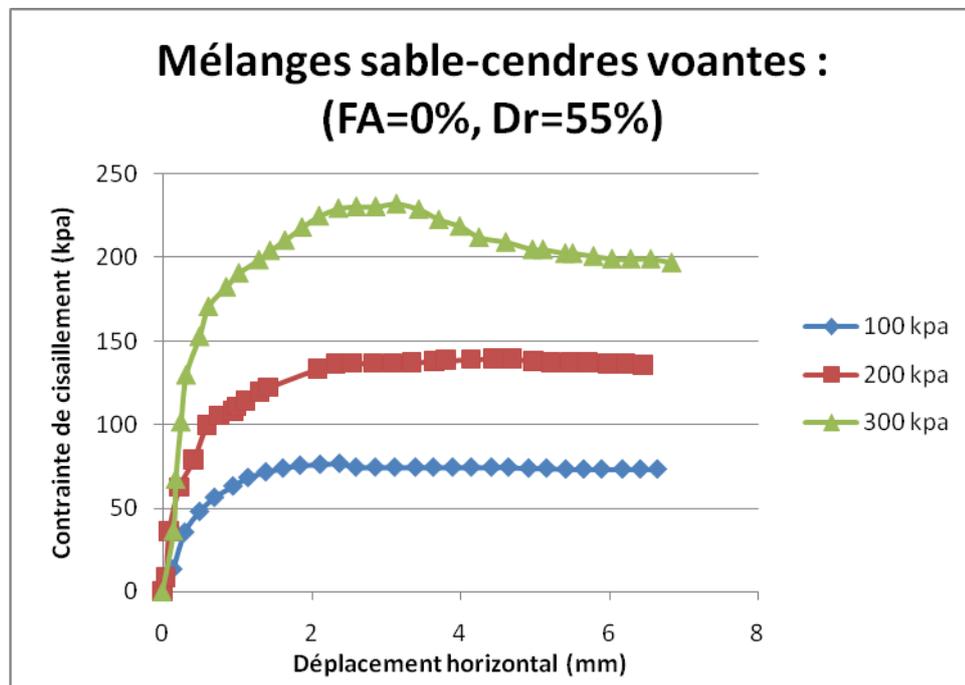
4.3.2 Densité relative moyenne Dr = 55%

La figure (4.5) montre l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons de sable de Zemmouri, mélangés à des teneurs en cendres volantes de 0% à 15%. Les mélanges ont été reconstitués au laboratoire à la densité relative initiale de 25% et soumis à trois contraintes normales initiales de 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa. D'une manière générale, il est clairement observé de la figure (4.5) que la variation de la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale, ($\tau_{max}= 76.47\text{kpa}, 139.44\text{kpa}$ et 232.38kpa) pour FA=0% , ($\tau_{max}= 88.27\text{kpa}, 148.94\text{kpa}$ et 241.36kpa) pour FA=5% ,($\tau_{max} =90.52\text{kpa}, 150.08\text{kpa}$ et 244.72kpa) pour FA=10% , ($\tau_{max}= 93.88\text{kpa} , 153.44\text{kpa}$ et 247.52kpa) pour FA=15%.

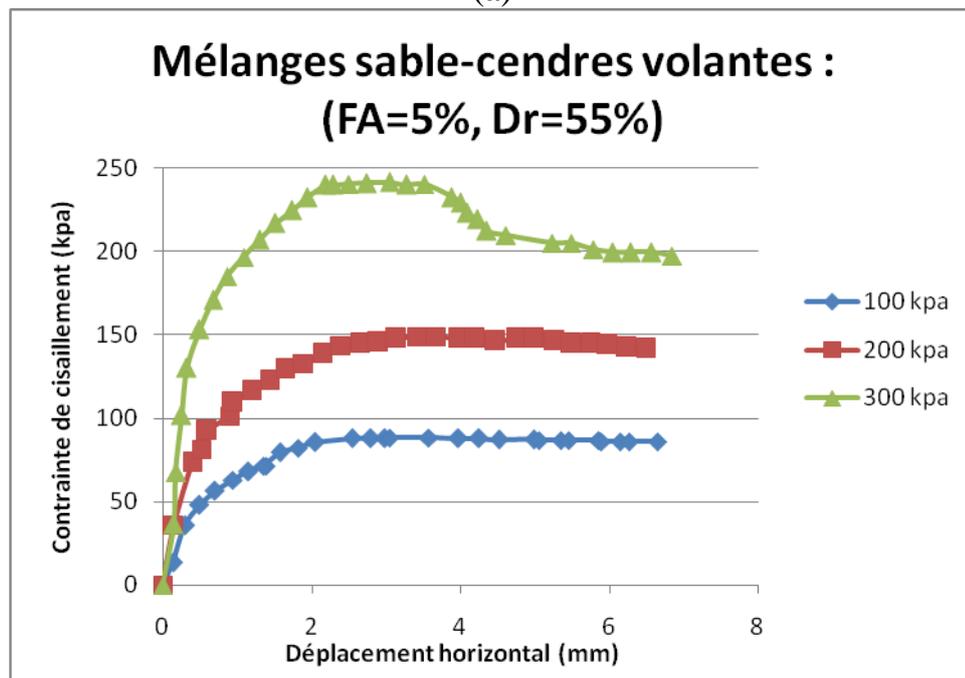
Par rapport au sable propre (FA=0%), l'échantillon de mélange sable-cendre volantes (FA = 15%) montre que la résistance maximale au cisaillement est améliorée de (22%, 10% et 6%) pour les trois contraintes normales initiales utilisées dans cette étude.

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

De plus, les résultats trouvés montrent clairement que la contrainte normale initiale a un effet plus important sur l'échantillon préparé avec la densité relative initiale ($D_r = 55\%$) que l'échantillon reconstruit à partir de la densité relative lâche ($D_r = 25\%$).



(a)



(b)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

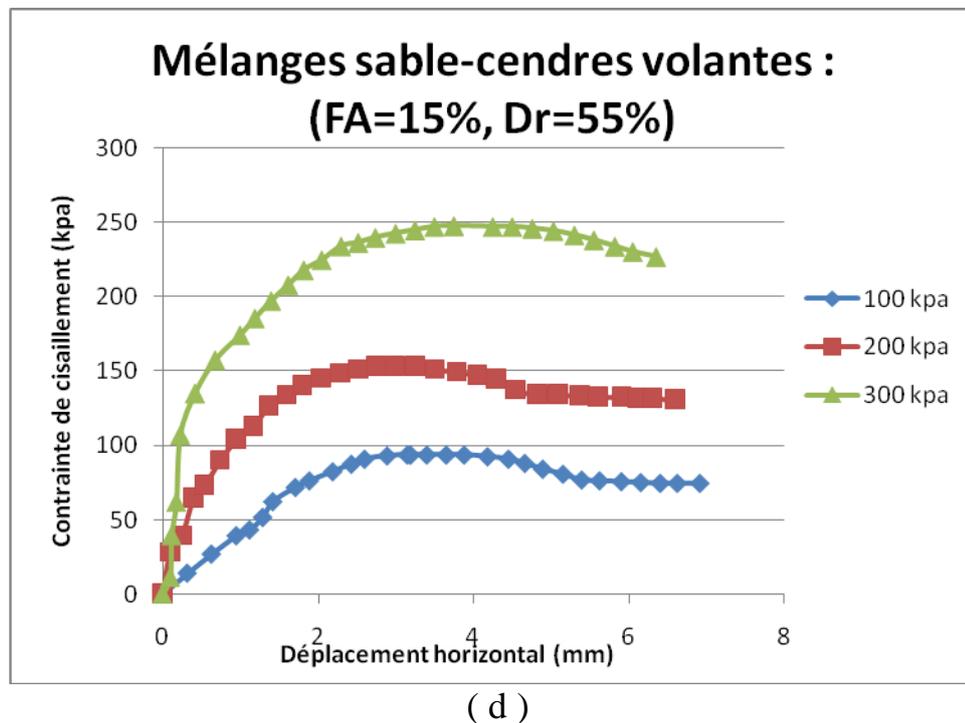
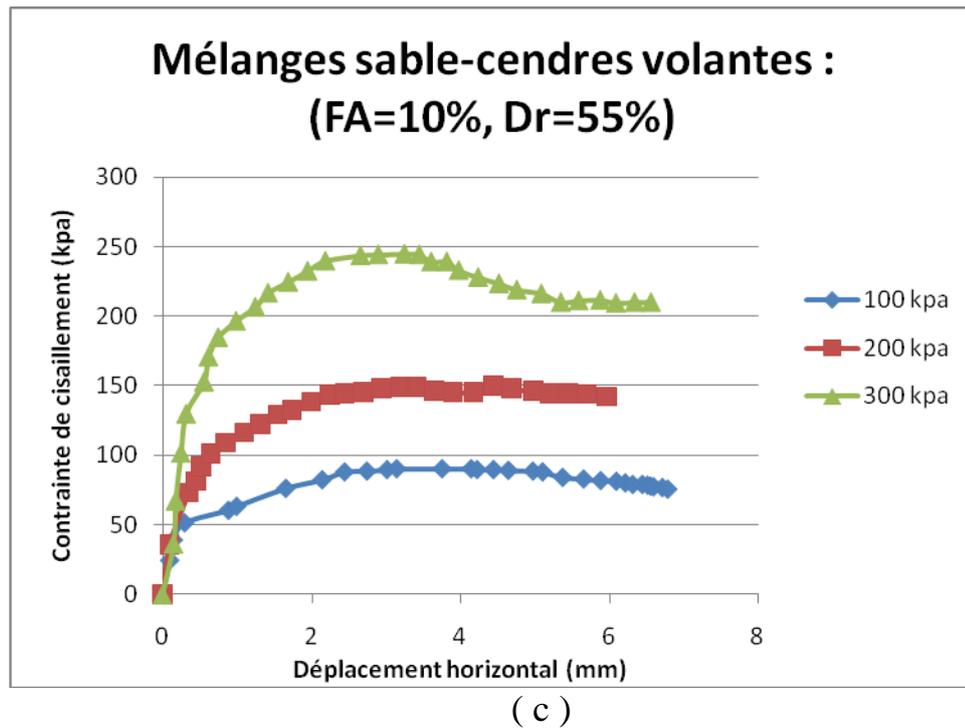


Figure 4. 5: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement mécanique du mélange sable cendre volante (DR=55%)

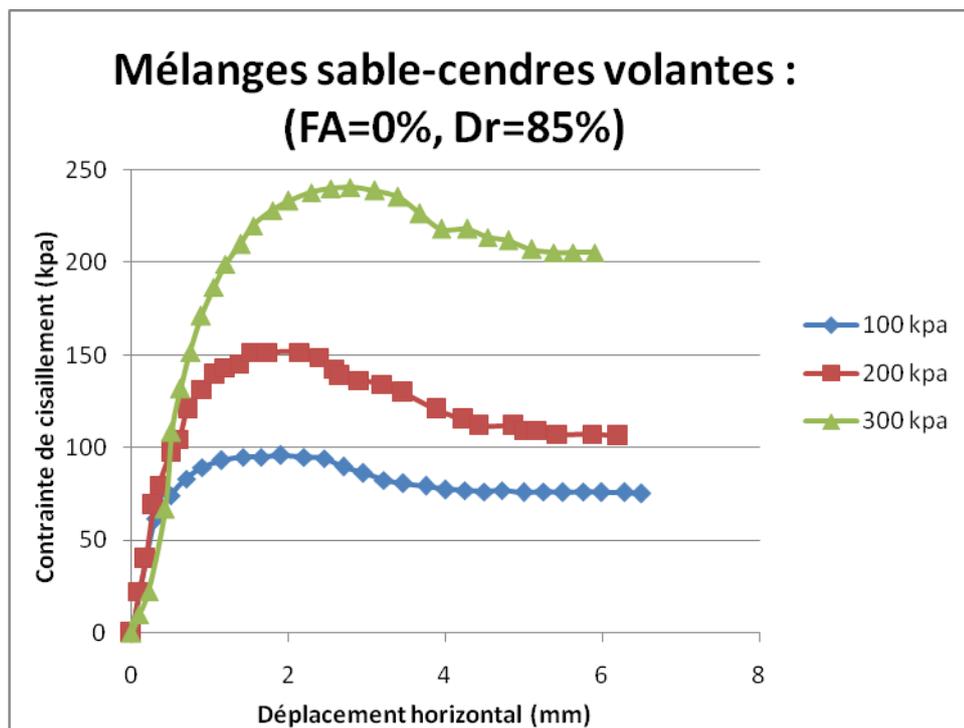
(a) FA=0%, (b) FA=5%, (C) FA=10%, (d) FA=15%

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

4.3.3 Densité relative initiale $D_r=85\%$

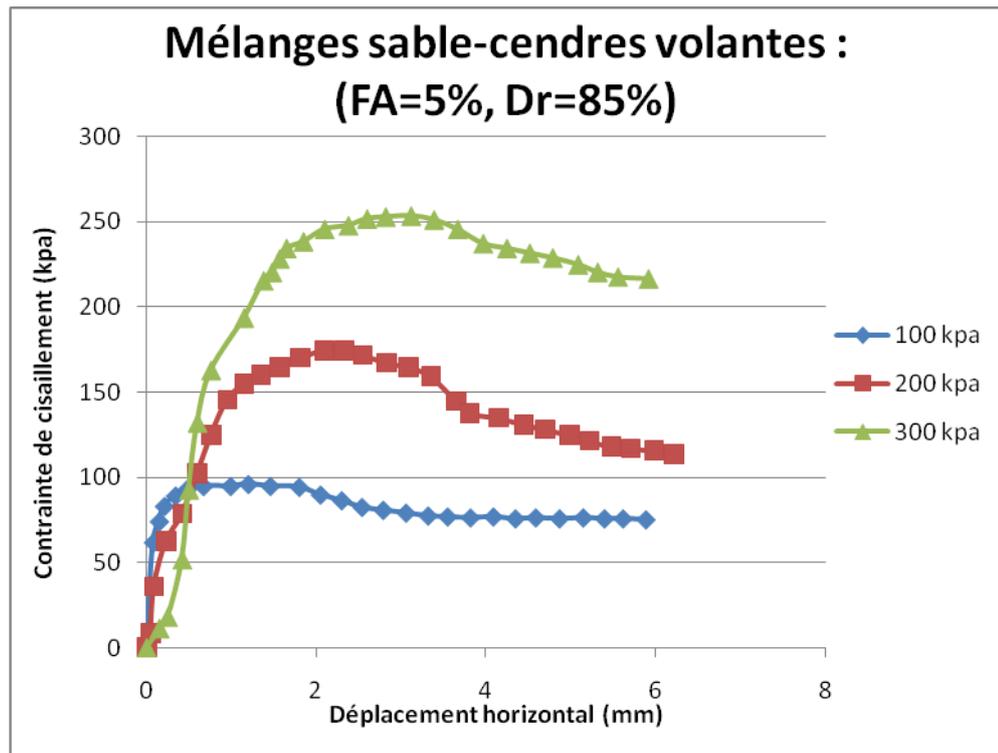
Dans le but d'analyser l'influence de la contrainte normale initiale $\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa, une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur les mélanges sable-cendres volantes. Des échantillons de sable de Zemmouri ont été mélangés avec différentes teneurs en cendres volantes de 0 %, 5 %, 10 % et 15 % et avec une densité relative de 85 %. Les résultats des essais obtenus montrent clairement que la contrainte normale initiale a un impact remarquable sur la résistance maximale au cisaillement ($\tau_{max} = 96.13$ kPa, 151.75 kPa et 240.80 kPa) de FA = 0% ($\tau_{max} = 96.13$ kPa, 174.72 et 253.69 kPa), pour FA = 5 %, ($\tau_{max} = 109.08$ kPa, 185.91 kPa et 270.47 kPa), pour FA = 10 % et ($\tau_{max} = 113.58$ kPa, 198.80 kPa et 284.83 kPa) pour FA = 15 %, les trois valeurs de contrainte normale ($\sigma_n = 100$ kPa, 200 kPa et 300 kPa).

Les résultats trouvés montrent clairement que l'échantillon de mélange sable-cendres volantes préparé avec une densité relative dense ($D_r = 85\%$) a une résistance plus élevée. Ces résultats confirment que la contrainte joue un rôle très important dans l'augmentation de la résistance au cisaillement du mélange sable-cendres volantes. Et qui due à l'augmentation de l'enchevêtrement entre les grains, donnant ainsi une structure plus stable.

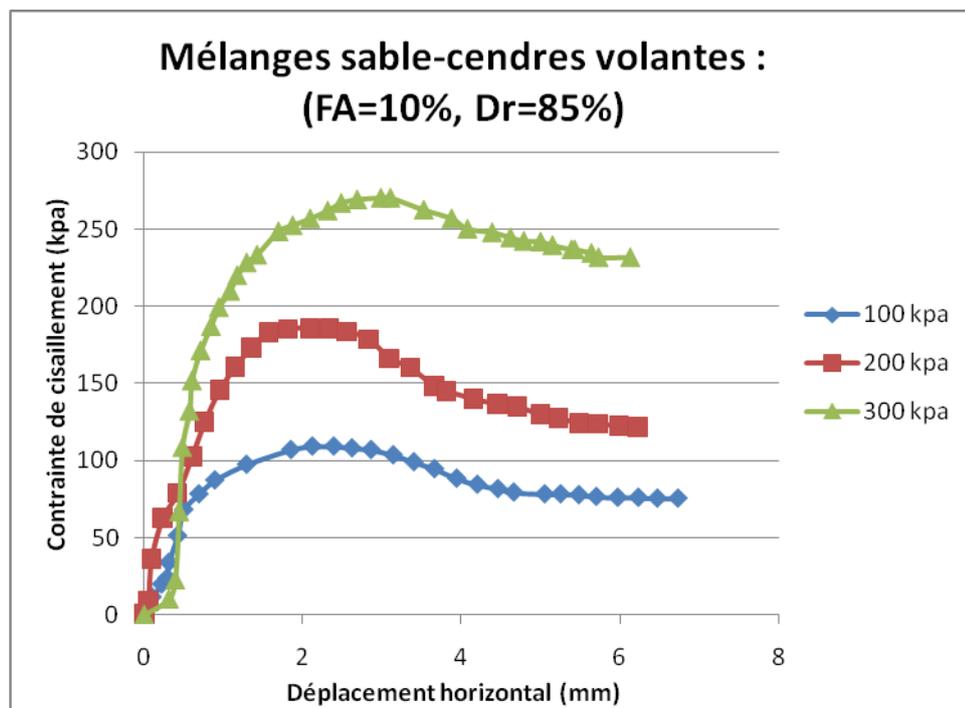


(a)

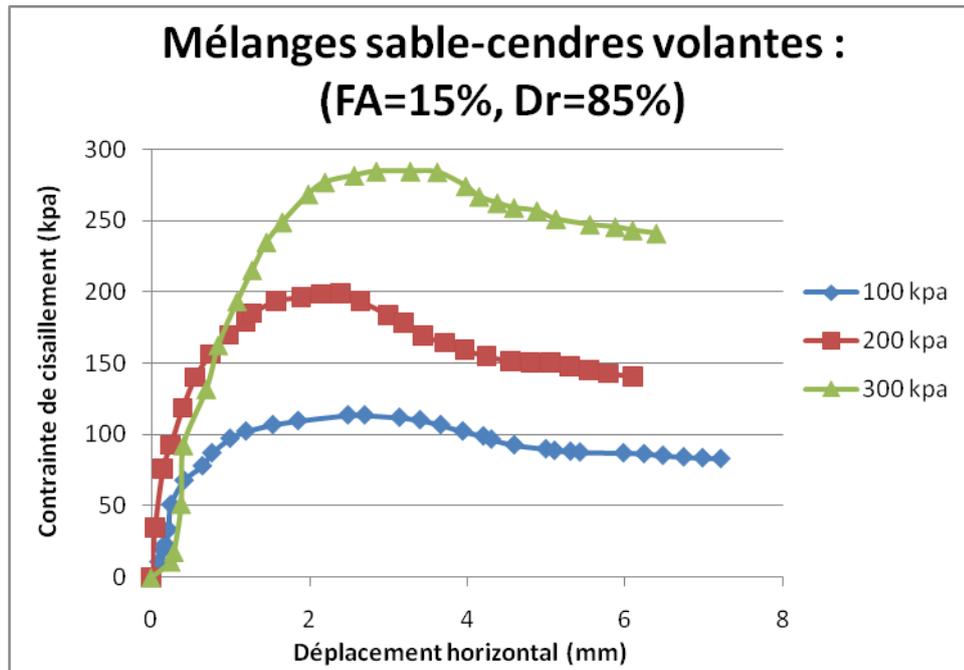
CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(b)



(c)



(d)

Figure 4. 6: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement initiale du mélange sable-cendre volante (DR=85%)

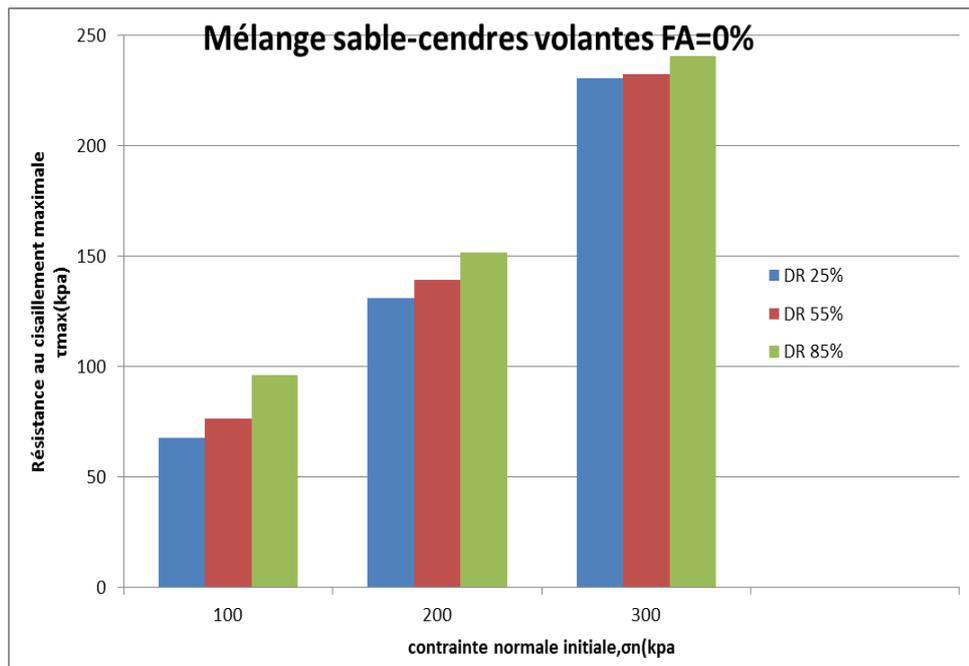
(a) FA=0%, (b) FA=5%, (c) FA=10% , (d) FA=15%

4.4 Influence de la densité relative initiale et de la contrainte normale initiale sur la résistance au cisaillement maximale

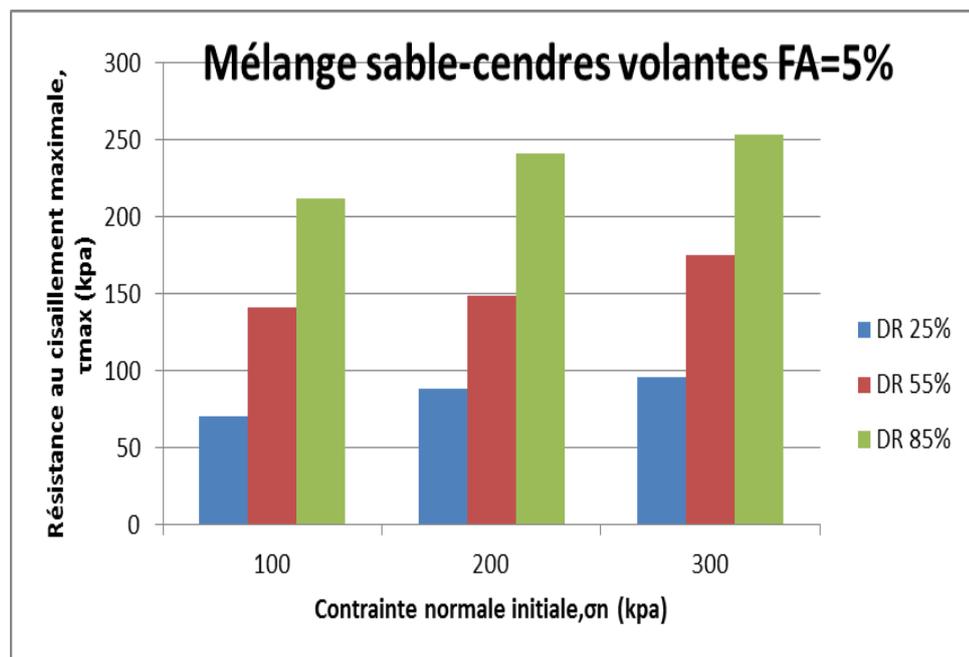
Les résultats obtenus sont présentés sur les figure (4.7 et 4.8), pour évaluer l'influence combinée de la densité relative initiale et de la contrainte normale sur la résistance maximale au cisaillement du sable. Les pourcentages des teneur en cendres volantes varient entre FA = 0% et FA = 15%, et les densité relative initiale varient entre Dr = 25% à Dr = 85% et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa).

Les figures montrent que la densité relative initiale et la contrainte normale initiale ont un impact très important sur la résistance maximale au cisaillement pour les quatre fractions de cendres volantes considérées. De plus, dans l'intervalle de densité relative de Dr = 25% à 55%, l'effet de la densité relative initiale sur l'augmentation de la résistance au cisaillement est clairement observé, il devient très significatif entre (Dr = 55% et 85%).

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

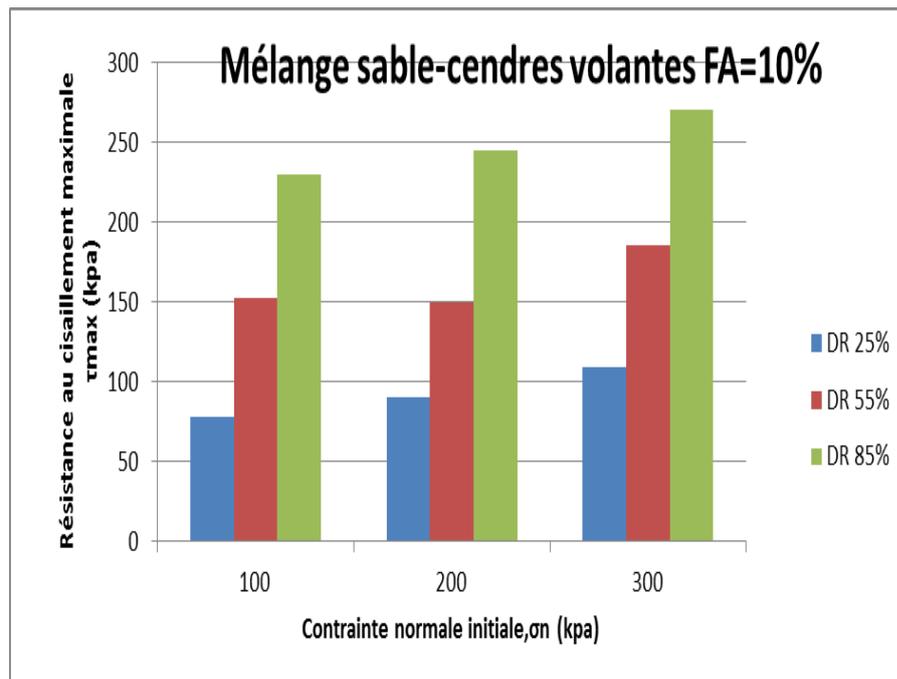


(a)

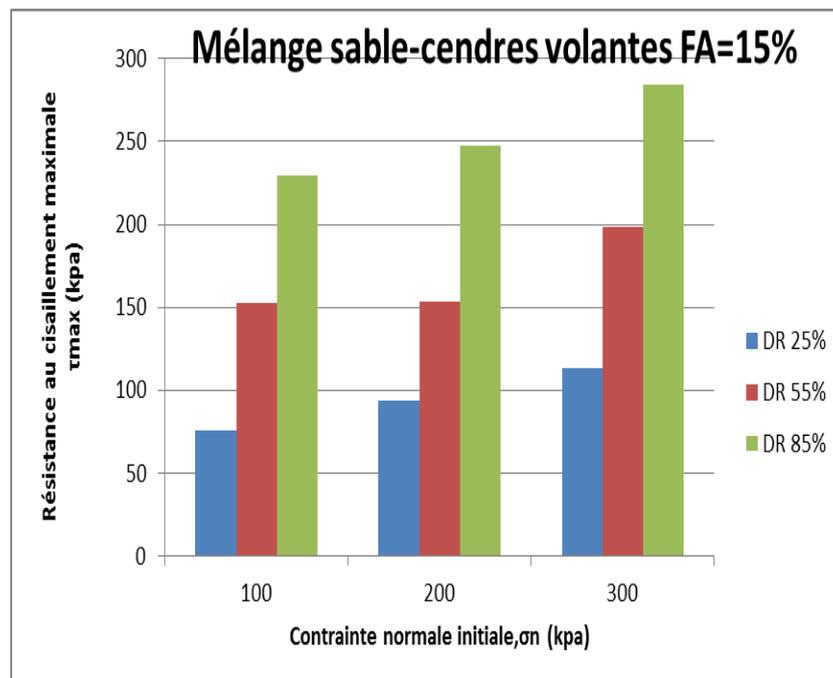


(b)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(c)

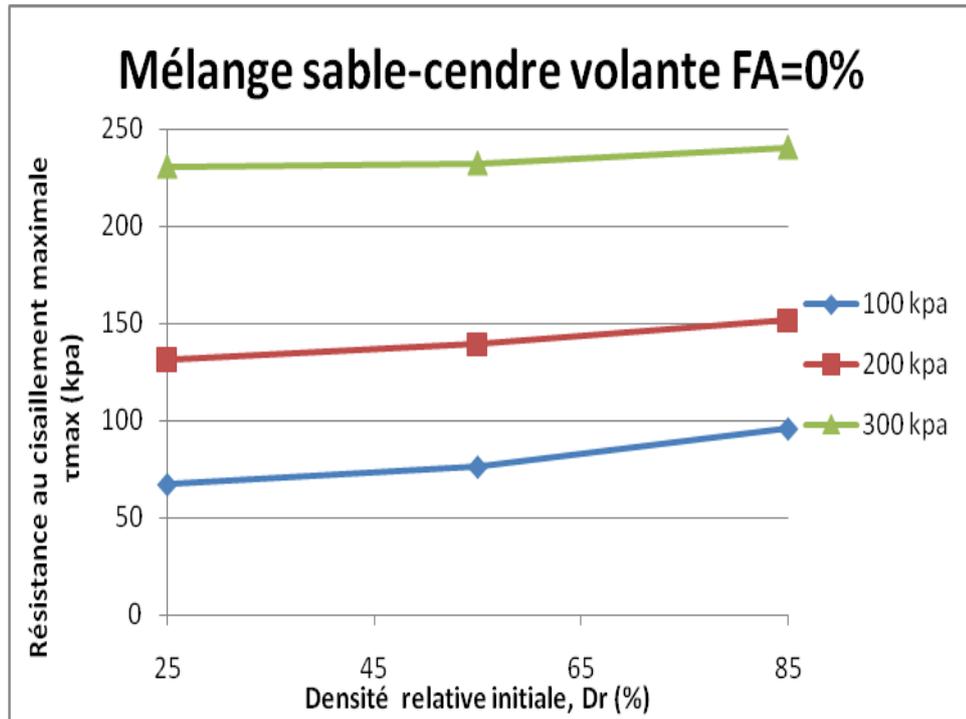


(d)

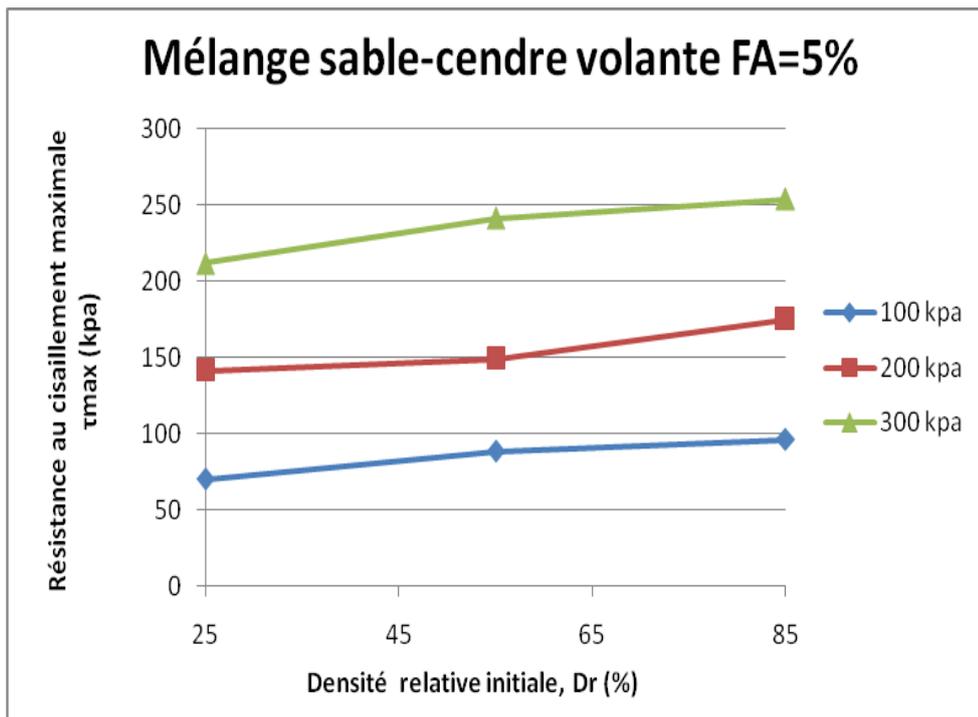
Figure 4. 7: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la contrainte initiale et de la densité initiale des mélanges sable-cendres volantes

(a)-FA=0% , (b) FA=5% , (c) FA= 10% , (d) FA= 15%

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE

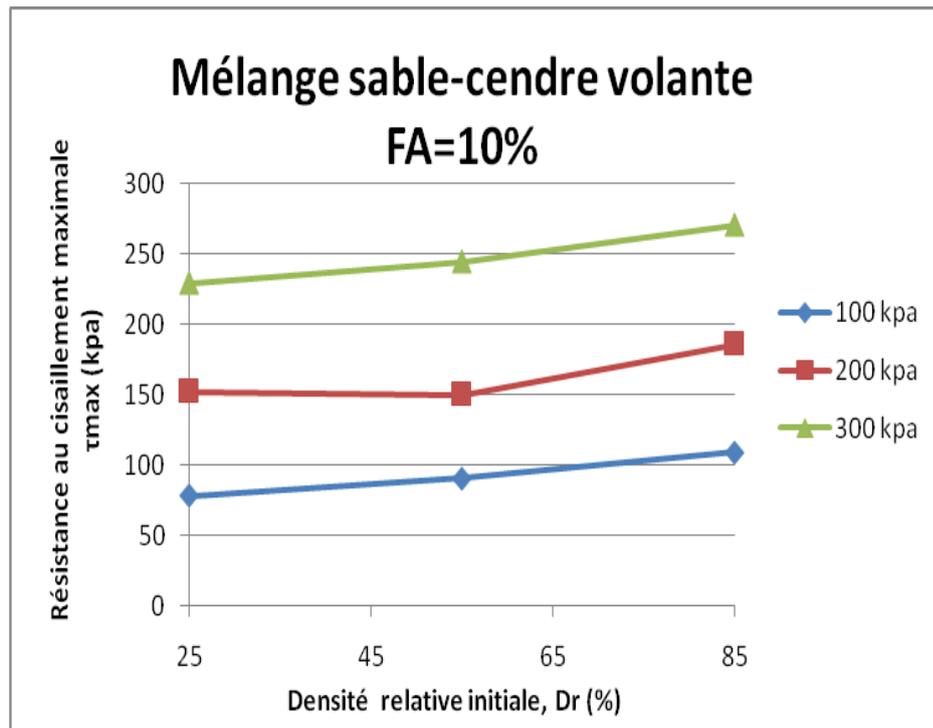


(a)

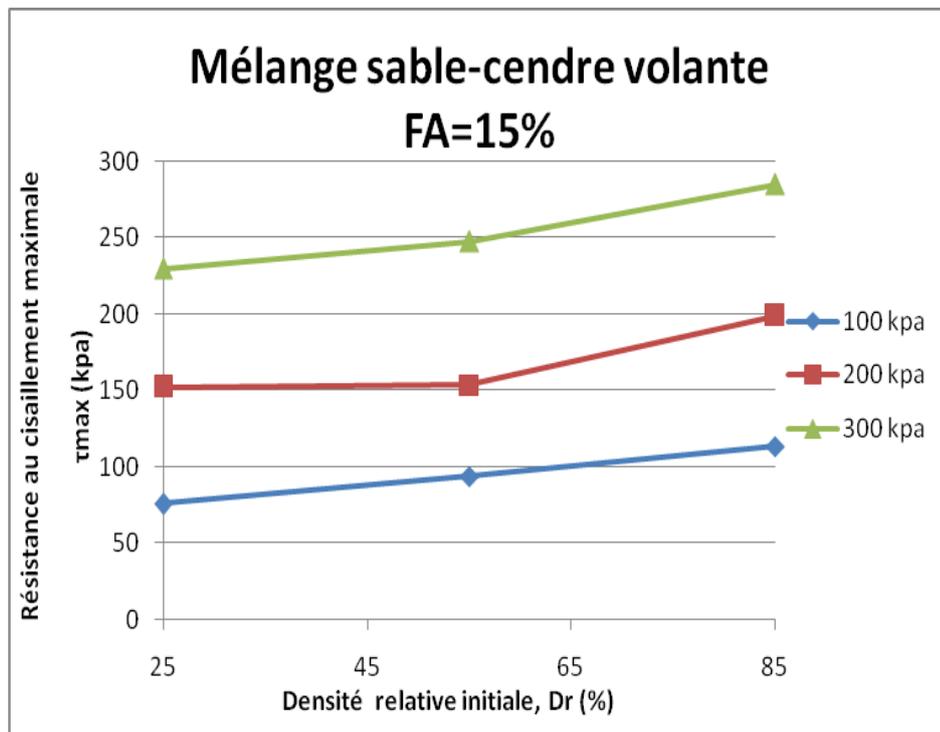


(b)

CHAPITRE IV : INFLUENCE DE LA DENSITÉ RELATIVE ET LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MELANGES SABLE CENDRE VOLANTE



(c)



(d)

Figure 4. 8: Effet de la densité relative initiale et la contrainte normale initiale sur la résistance au cisaillement maximale, (a) FA= 0%, (b) FA=5%, (c)FA= 10% ,(d) FA=15%

4.5 Influence de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement normalisée

La figure (4.9) illustre l'effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement normalisée (τ / σ_n) en fonction de la densité relative initiale ($Dr = 25\%-85\%$), en tenant compte de la gamme de différents teneurs en cendres volantes ($FA = 0\% - FA = 15\%$). A partir cette figure, les résultats trouvés montrent clairement que les mélanges sable-cendres volantes reconstitués par la densité relative initiale ($Dr=85\%$) indiquent des résistances au cisaillement normalisées plus élevées en comparant avec ceux reconstitués avec les deux densités relatives initiales (lâche, « $Dr=25\%$ » et moyennement dense, « $Dr=55\%$ »). De plus, la résistance au cisaillement normalisée avec une teneur en cendres volantes de $FA=15\%$ est plus élevée par rapport à la résistance au cisaillement normalisée des mélanges sable-cendres volantes ($FA=0\%$, 5% et 10%) pour toutes les densités relatives initiales étudiées ($Dr=25\%$, 55% et 85%).

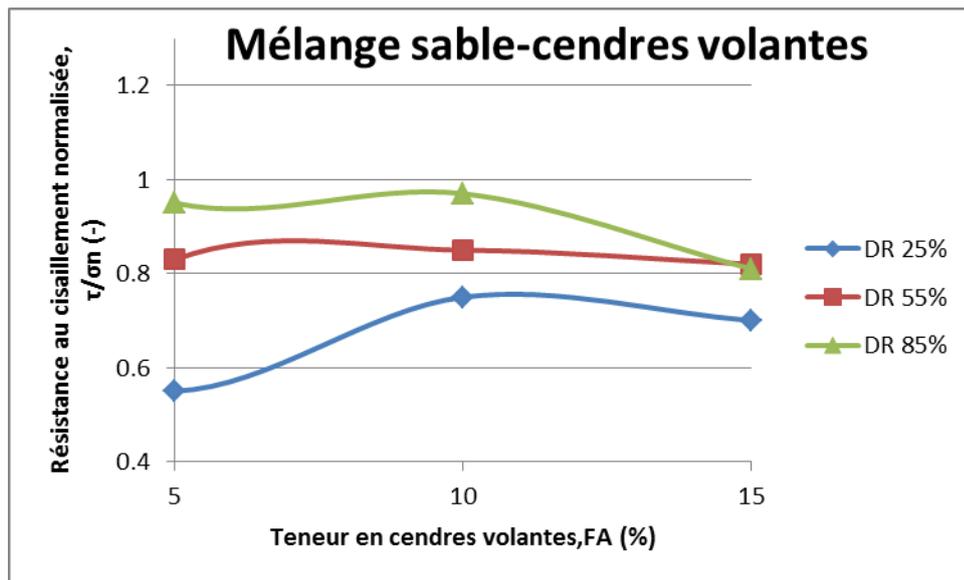


Figure 4. 9: Effet de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement normalisée(τ/σ_n) des mélanges sable-cendres volantes

4.6 Influence de la densité relative initiale sur l'angle de frottement

Le but est d'analyser l'influence de la densité relative initiale sur l'angle de frottement (ϕ) de l'échantillon de mélange sable-cendres volantes. Pour cette raison, trois états de densité relative (lâche ; $Dr = 25 \%$, moyennement dense ; $Dr = 55 \%$ et dense ; $Dr = 85 \%$) ont été mesurés en laboratoire par la méthode de la pluviation sèche. Le mélange testé contient le pourcentage de cendres volantes qui varie entre $FA = 0\%$ et $FA = 15\%$. Il est clair d'après la figure (4.10) que l'angle de frottement augmente d'une façon polynomiale avec l'augmentation de la densité relative initiale. De plus, on remarque qu'il existe des très bonnes corrélations entre l'angle de frottement et la densité relative initiale ($R^2=0,99$) pour toutes les fractions de cendres volantes.

Ces résultats montrent clairement que les angles de frottement pour les échantillons du mélange sable-cendres volantes reconstitués au laboratoire avec une fraction de $FA=15\%$ indiquent des valeurs des angles de frottement élevées, par rapport aux échantillons préparés par les teneurs en cendres volantes faibles ($FA=0\%$, 5% et 10%).

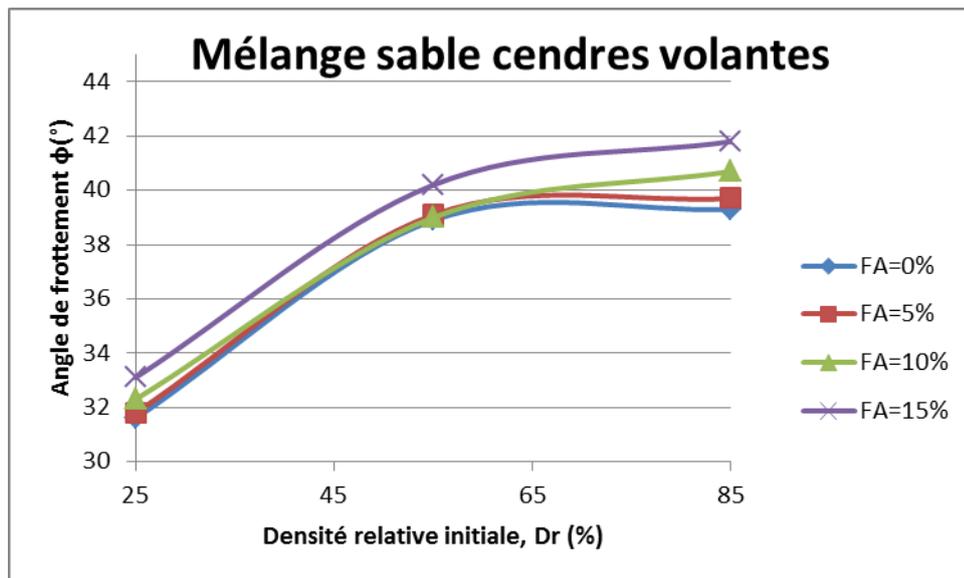


Figure 4. 10: Influence de la densité relative sur l'angle de frottement

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous présentons une série d'essais à la boîte de cisaillement direct pour analyser l'influence de certains paramètres, tels que la densité relative initiale ($D_r = 25\%$, 55% et 85%) et la contrainte normale initiale ($\sigma_n = 100, 200$ et 300 kPa) sur le comportement mécanique des mélanges sable- cendres volantes introduites en pourcentages de 0% à 15% du poids de sable. Ces échantillons ont été reconstitués par la méthode de la pluviométrie à sec.

Les résultats des essais montrent que la densité relative initiale et la contrainte normale initiale ont un effet remarquable sur la réponse mécanique du mélange de sable- cendres volantes en termes de résistance au cisaillement et de l'angle de frottement.

Les résultats obtenus montrent que pour tous les paramètres testés, l'augmentation de la densité relative initiale conduit à une augmentation significative de la résistance au cisaillement. Cette augmentation de la résistance au cisaillement est encore insignifiante pour la plage de densité relative de 25% à 55% et devient très visible dans la plage de densité relative de 55% à 85% pour les différentes fractions des cendres volantes. Les résultats de cette étude sont en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par (Polito et Martin., (2001), Belkhatir et al., (2014), Mahmoudi (2017), Keramatikerman et al., (2017)).

De plus, la résistance au cisaillement augmente progressivement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale pour les mêmes teneurs en cendres volantes. Les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les travaux de Benessalah et al., (2015), Mahmoudi et al (2016)

Les résultats obtenus montrent que, pour tous les paramètres testés, l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la densité relative.

Conclusion générale

L'objectif principal de cette étude expérimentale est d'étudier l'influence des cendres volantes sur le comportement mécanique et physique du sable de Zemmouri. Cette étude comporte aussi l'impact des autres paramètres tels que : la densité relative et la contrainte normale sur la résistance du sable mélangé avec des cendres volantes.

Le choix de ce matériau est suite au tremblement de terre particulièrement violent qui a secoué wilaya de Boumerdès, causant d'énormes dégâts aux ouvrages et d'énorme déformations aux sols tels que : le glissement de terrains, la liquéfaction des sols etc... Le sable étudié a été collecté d'une zone qui a subi une liquéfaction, située à Zemmouri el Bahr (wilaya de Boumerdès).

Ce travail comprend une série d'essais de cisaillement direct sur différents mélanges en cendres volantes de FA = 0 %, 5 %, 10 % et 15 %. Trois densités relatives initiales lâche de 25%, moyennement dense de 55% et très dense de 85 % et soumis à trois contraintes normales initiales σ_n de 100 kPa, 200 kPa et de 300 kPa ont été étudiés.

En général, il a été constaté que :

- la teneur en cendre volante a un effet significatif sur la réponse mécanique du mélange sable-cendre volante en termes de résistance au cisaillement maximale, résistance normalisée et l'angle de frottement interne
- la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation des teneurs en cendres volantes jusqu'à un seuil de FA=15% pour tous les paramètres étudiés.
- Pour une densité lâche, l'augmentation de la résistance en fonction des pourcentages des cendres volantes est légère, plus les densités initiales deviennent plus élevées et plus l'évolution de la résistance est plus significative.
- Les résultats obtenus montrent clairement que la densité relative initiale et la contrainte normale initiale ont une influence très pertinente sur la réponse mécanique du mélange sable-cendre volante, en termes de résistance au cisaillement maximale et normalisée.

- Enfin, nous espérons que ce travail pourra trouver une suite. Quelques perspectives peuvent être proposées : afin de mieux valider certaines observations, notamment :

- ❖ Contribution à l'étude de comportement cyclique et monotone au cisaillement triaxiale des mêmes matériaux utilisés dans notre recherche, afin de mieux valider nos résultats.
- ❖ Contribution à l'étude de l'influence de la granulométrie, à travers les diamètres extrêmes " D_{max} " et " D_{min} ", le diamètre moyen des grains " D_{50} " et le pourcentage des cendres volantes sur le comportement de même sol.
- ❖ De plus, pour tous les paramètres étudiés, nous proposons d'introduire des fractions en cendres volantes plus élevée ($FA > 15\%$).

CHAPITRE I
ETUDE BIBLIOGRAPHIE

1.1 INTRODUCTION

La caractérisation mécanique et l'instabilité des sols granulaires a toujours été l'un des problèmes les plus importants dans le domaine de la géotechnique. Malgré les études antérieures, la littérature publiée englobe de nombreuses recherches expérimentales qui ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui gouvernent la réponse des sols. L'étude de la caractérisation mécanique et physique des sols granulaires traités et améliorés par d'autres matériaux (les cendres volantes, Kaolin, bentonite, les fibres, le charbon biologique biochar...etc) passe obligatoirement par la connaissance des concepts fondamentaux contrôlant leur comportement sous l'impact des différents facteurs. La cendre volante est un matériau qui est introduit dans le domaine de la géotechnique ces dernières années, est parmi les paramètres qui jouent un rôle très important dans la compréhension de la réponse mécanique des sols. Dans ce chapitre, nous entamons une synthèse des travaux de recherche dans le domaine de comportement des sols granulaires mettant l'accent sur l'influence des cendres volantes sur la réponse mécanique de ces sols. Ensuite, on évoque l'effet de quelques autres paramètres sur la résistance au cisaillement comme : la densité relative, la taille des grains, la teneur en cendres volantes et la méthode de déposition.

1.2 Généralités sur les teneurs en fines et leurs effets sur la réponse mécanique des sols :

L'effet des particules fines sur la résistance au cisaillement des sols n'est pas entièrement compris jusqu'à aujourd'hui.

1.2.1 Effet de la cendre volante :

Les cendres volantes sont des matériaux fins qui ont un effet très remarquable sur le comportement mécanique du sol.

Kermatikerman et al. (2018) ont réalisés des essais de compression triaxiale non drainés des échantillons du sable, reconstitués au laboratoire avec des teneurs en cendres volantes (FA=0%,2%, 4% et 6%) à une densité relative initiale très lâche ($D_r=20\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P_c=50$ kPa). D'après leurs résultats, ils ont montré que l'ajout des cendres-volantes dans les échantillons du sable a changé le comportement en terme de contrainte-déformation. Ils ont constaté que les cendres

volantes jouent un rôle très important dans l'amplification de la résistance au cisaillement non drainée des sables. Ils ont trouvé que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation des teneurs en cendres volantes de (FA=0% à 6%) pour les mélanges sable-cendres volantes. Cette augmentation de résistance due au fait que les cendres volantes contribue à l'augmentation des forces inter granulaire du sables, comme indique la figure (1.4).(MERNI et ELAZAAR 2019)

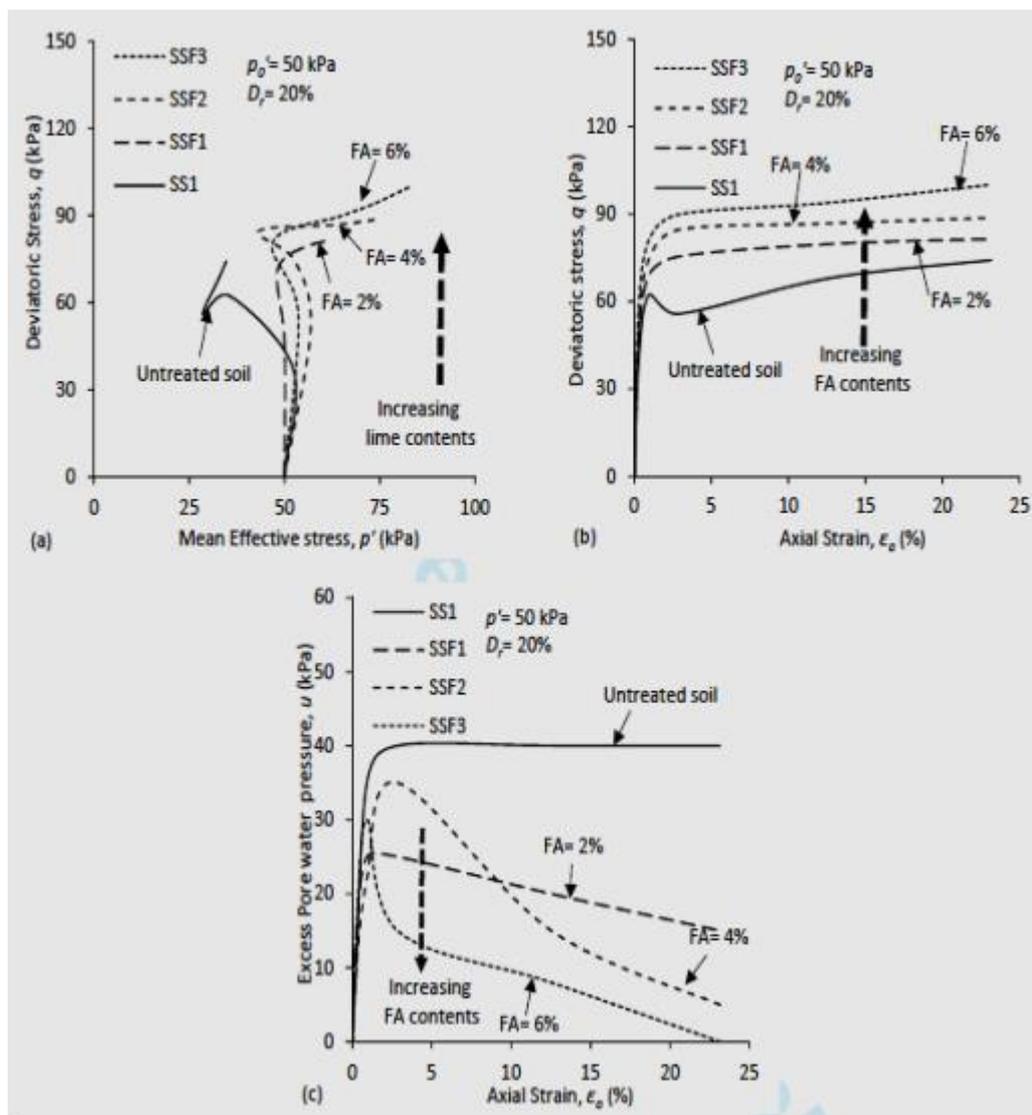


Figure 1. 1: Influence de la teneur en cendres volantes sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. Keratikerman et al. (2018)

Merni et Elezaar (2019) ont étudié l'influence de la teneur en cendres volantes sur le sable de Chlef ayant différents diamètres maximaux ($0.63 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4.0 \text{ mm}$) et un diamètre minimal ($D_{\min}=0.08 \text{ mm}$). Leurs échantillons ont été reconstitués avec une

densité relative initiale lâche ($Dr = 25\%$) et soumis à une contrainte normale initiale ($\sigma_n = 200\text{ kPa}$). Elles ont montré clairement que la proportion des cendres volantes a un effet remarquable sur la caractérisation mécanique des différentes classes granulaires du sable de Chlef. Elles ont trouvé aussi que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du pourcentage de cendres volantes de $FA = 0\%$ à $FA = 15\%$. Elles ont remarqué aussi que les échantillons ayant un diamètre maximal ($D_{max} = 4.00\text{ mm}$) présentent des résistances plus élevées par rapport aux échantillons ayant les diamètres maximaux ($D_{max} = 4.00\text{ mm}$ et $D_{max} = 0.63\text{ mm}$) comme la montre dans la (Figure 1.2). (MEGROUSSE ET MAAMERI 2021)

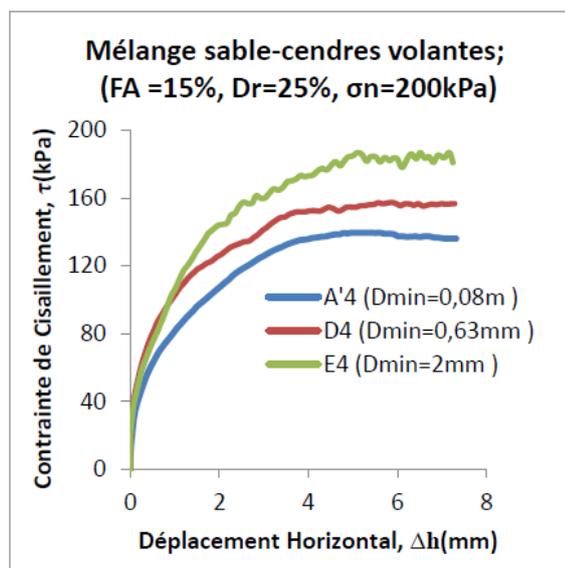


Figure 1. 2: Effet de la taille des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres

Volantes ($D_{max} = 4.0\text{ mm}$, $\sigma_n = 200\text{ kPa}$, $Dr = 25\%$, $FA = 15\%$). Merni et Elezar 2019.

Terbag. (2019) a réalisé des essais de cisaillement direct sur une combinaison sable-cendres Volantes, pour le but d'analyser l'influence de la teneur en cendres volantes non plastique «NP» sur la réponse mécanique des sols sableux. Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de pluviation à sec (PS), avec une densité relative lâche initiale ($Dr = 85\%$), et soumis à une contraintes normales initiales ($\sigma_n = 300\text{ kPa}$), pour différents pourcentages des cendres volantes ($FA = 0\%$, 5% , 10% et 15%). Elle a montré que la teneur en cendres volantes a une influence sur la réponse mécanique du mélange sable-cendres volantes pour tous les paramètres testés. De plus, La résistance au cisaillement maximale

augmente légèrement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes pour tous les mélanges testés. (Figure 1.3).

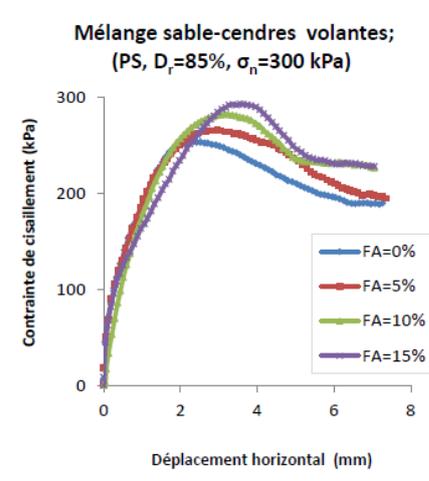
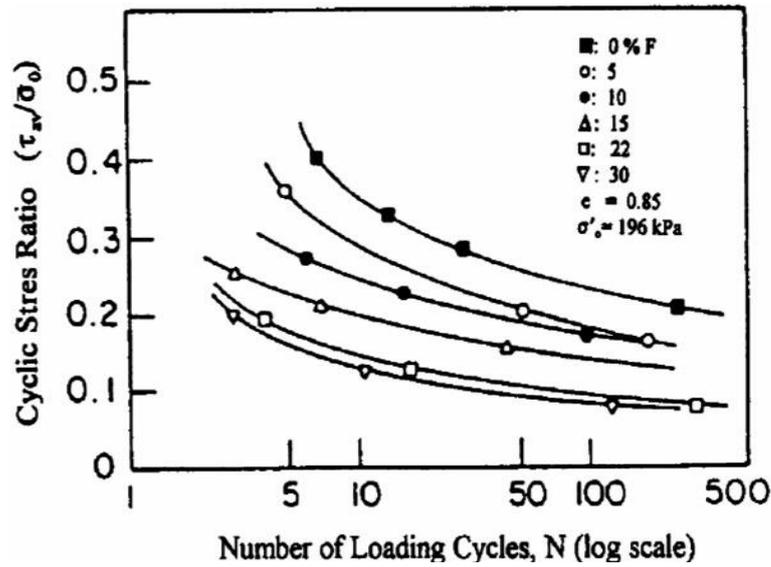


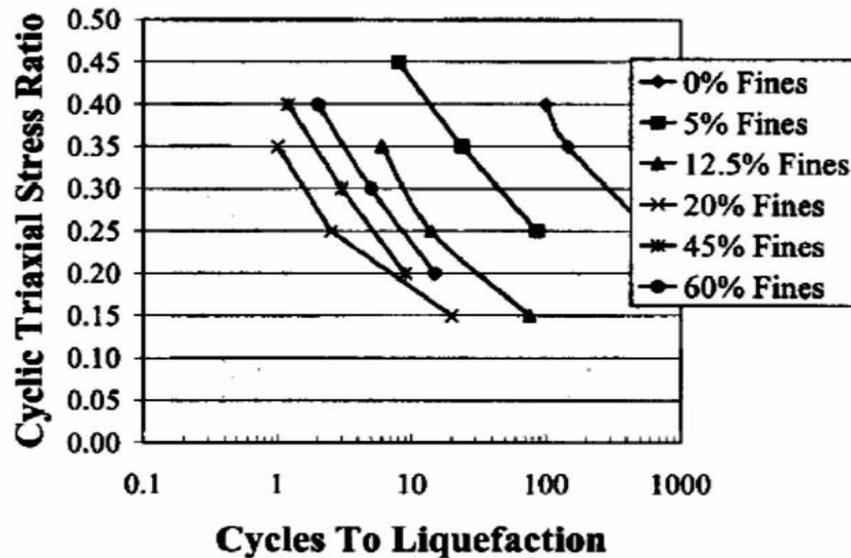
Figure 1. 3: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes (PS, $D_r=85\%$), $\sigma_n=300$ kPa

1.2.2 Effet des fines peu plastique (limons)

Troncoso(1990) a étudié la résistance au cisaillement cyclique d'un sable mélangé avec différentes teneurs en fines (limons) de $F_c=0\%$ à $F_c=30\%$ avec un indice de vides initial constant ($e=0.85$). Il a trouvé que la résistance au cisaillement cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. D'autre part, Koester(1994) a montré à partir des résultats obtenus sur des échantillons reconstitués avec une variation de la fraction des fines ($F_c=0$ à $F_c=60\%$) et avec un indice de vides initial $e=0,48$, que la résistance cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines. Les résultats trouvés par ces deux chercheurs confirment que le pourcentage des fines joue un rôle très important dans la diminution des forces inter-particules entre les grains de sable et par conséquent la diminution de la résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-limon comme indique la figure (1.4) (MERNI et ELEZAAR 2019)



(a)



(b)

Figure 1. 4: Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement non drainée du sol (a)- Troncoso (1990) (b) Koester (1994)

Benghalia et al. (2014) ont réalisé des essais cycliques sur deux sables tels que : le sable de Chlef et le sable d’oued Rass, dans le but d’étudier l’influence des fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables limoneux. Ils ont trouvé que la résistance cyclique du sable diminue avec l’augmentation des fines jusqu’à une valeur limite $f_{c\ thre} = 5\%$ puis la résistance cyclique augmente avec l’augmentation des fines peu plastiques pour les deux mélanges (sable de Chlef-limon de Chlef) et (sable d’oued Rass-limon de Chlef) comme illustre la figure (1.5). (MERNI et ELEZAAR 2019)

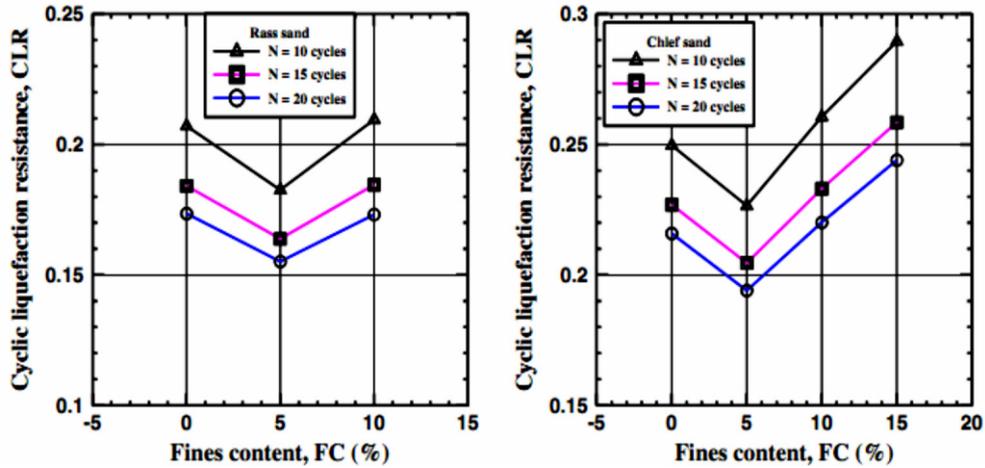


Figure 1. 5: Effet de fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables Benghalia et al. (2014).

Flitti et al. (2016) ont réalisé des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, dans le but d’identifier l’influence des fines peu plastiques sur les caractéristiques mécaniques tels que la cohésion et l’angle de frottement interne des mélanges sable-limon reconstitués au laboratoire avec une densité relative ($Dr=88\%$). Ils ont observé que la cohésion augmente avec l’augmentation de la teneur en fines (figure 1.6a). Par contre, pour l’angle de frottement, ils constaté qu’il diminue linéairement avec l’augmentation de la teneur en fines peu plastiques (figure 1.6b). Cette diminution de la résistance est due à la présence des fines particules entre les grains de sable qui favorisent la réduction du contact entre les grosses particules du sable. (MERNI et ELEZAAR 2019)

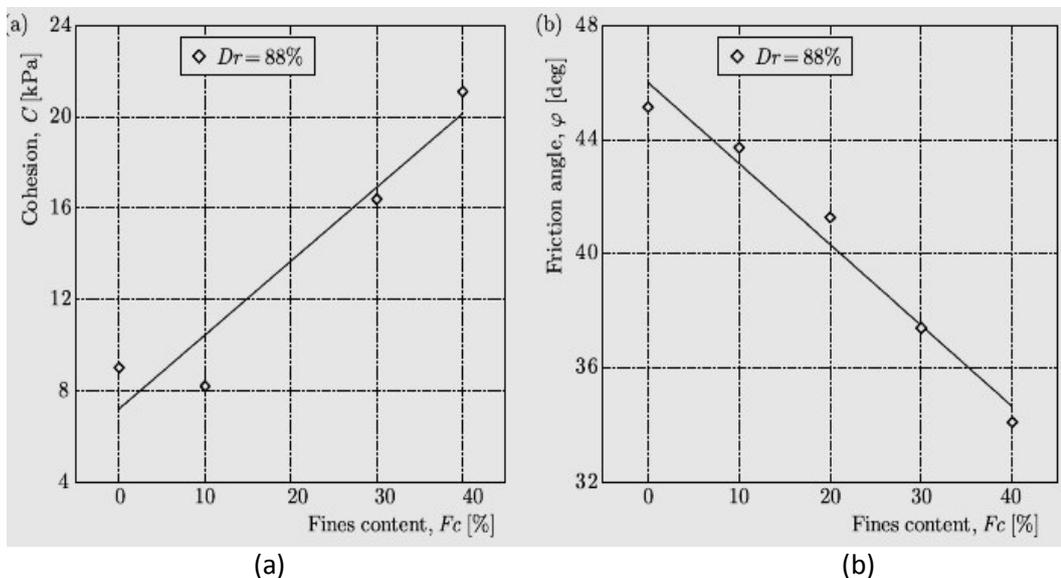


Figure 1. 6: Variation des caractéristiques mécaniques avec la teneur en fines, (a) cohésion en fonction de la teneur en fines, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en fines, Flitti et al. (2016)

(Arab., 2009) a étudié en laboratoire l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude est basée sur des essais triaxiaux drainés et non drainés monotones qui ont été réalisés sur des fractions des fines variant entre 0 à 50% ; et des essais cycliques réalisés sur des fractions des fines variant entre 0 à 25%. Les essais montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement du sol limoneux (l'angle de frottement décroît de 31° à 27° quand la fraction des fines croît de 0 à 50%), mais affecte peu l'angle caractéristique. La résistance résiduelle diminue d'une manière linéaire et significative avec l'augmentation de la fraction des fines. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente surtout pour les mélanges ayant 25 à 50% des fines.

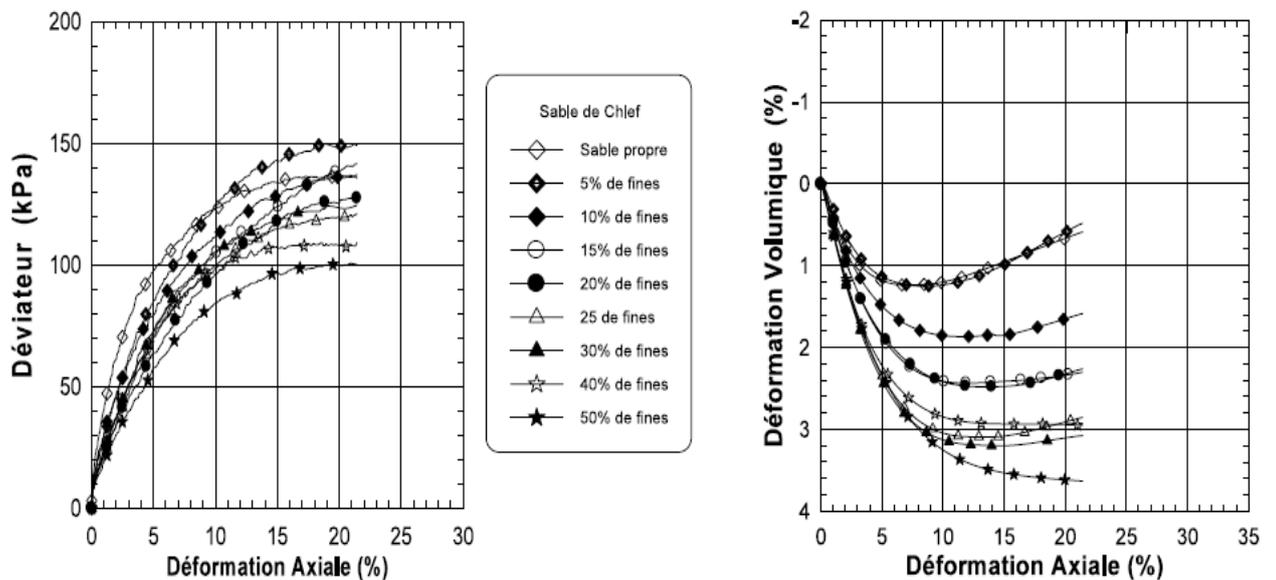


Figure 1. 7: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)

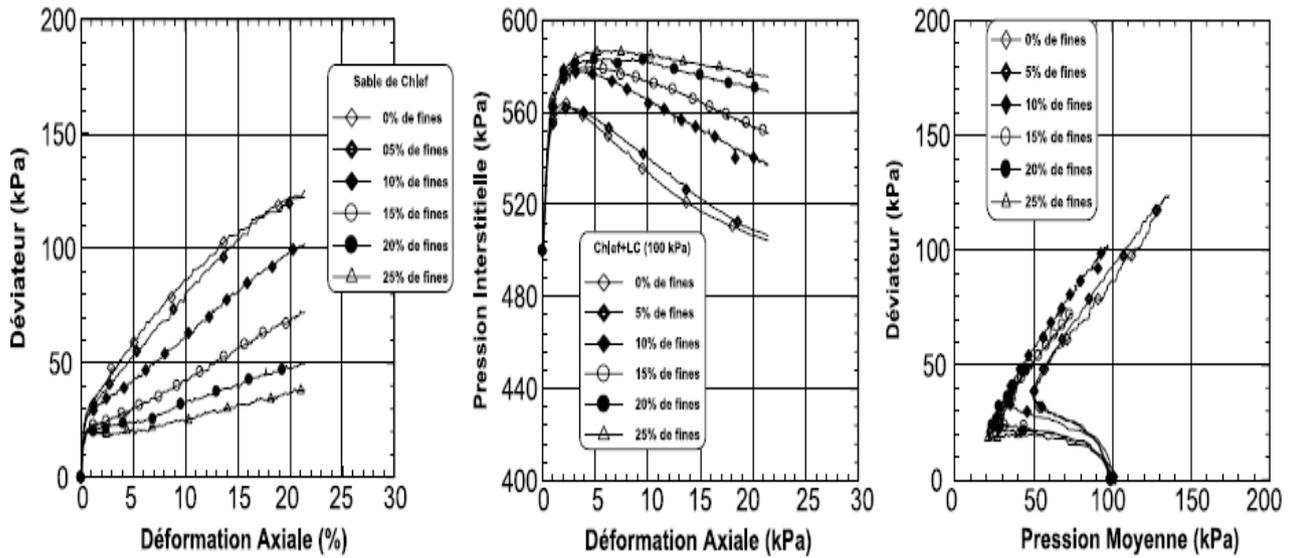


Figure 1. 8: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009).

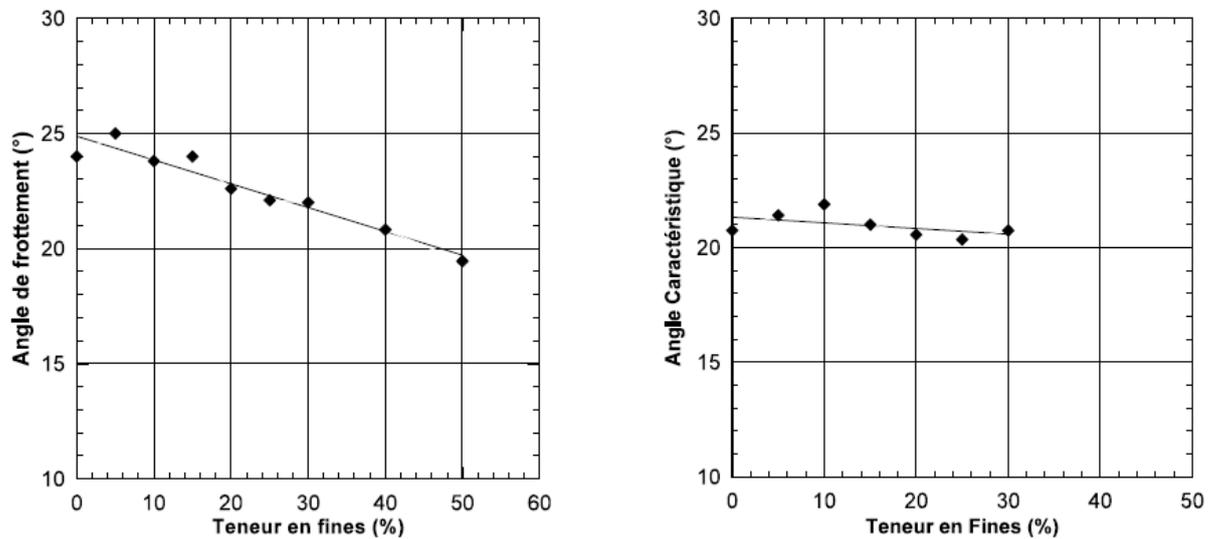


Figure 1. 9: Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement interne et l'angle caractéristique (Arab., 2009).

1.2.3 Effet du charbon biologique (biochar) :

Mochamad Arief et al. (2015) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur des mélanges sable-biochar (charbon biologique) avec des teneurs en charbon ($F_{bio}=0\%, 1\%, 2\%$ et 3%), sous trois contraintes normales ($\sigma_n=50, 150$ et 250 kPa). Ils ont trouvé que le biochar a une influence très significative sur la résistance au cisaillement d'un mélange

sable-biochar. Ils ont constaté aussi, pour une contrainte normale de 250 kPa et une teneur en charbon de 1%, la résistance au cisaillement diminue de 15.3 % par rapport au sable propre, tandis que, les mélanges ayant des fractions en charbon de 2 % et de 3 %, le pourcentage de la résistance au cisaillement diminue de 18.6 % et de 22.5 % respectivement par rapport à la résistance au cisaillement du sable propre. Ils ont conclu que le pourcentage en biochar joue un rôle très important dans la diminution de la résistance au cisaillement des mélanges sable-biochar comme l'illustre-la (Figure 1.9). (Megrouse et Maameri 2021)

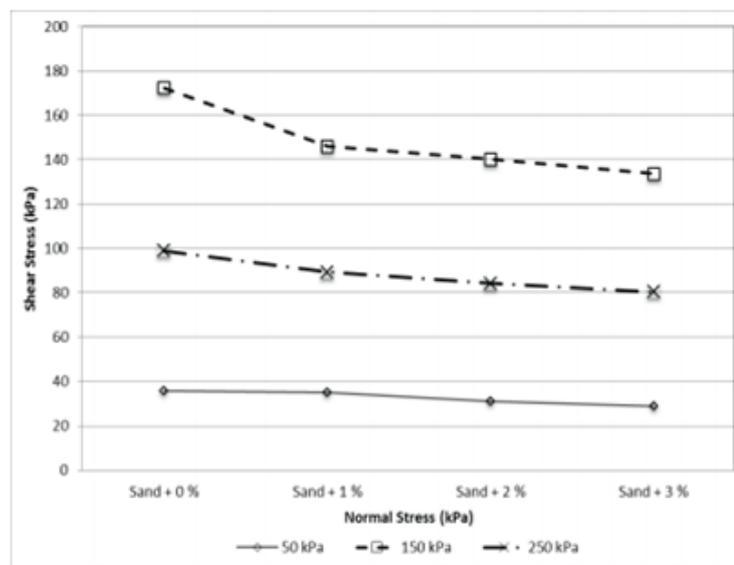


Figure 1. 10: Comparaison de la résistance au cisaillement du sable contenant 0 %, 1 %, 2 % et 3 % du biochar. Mochamad Arief et al. (2015)

Pardo et al. (2018) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques sur un sable mélangé avec des fractions en biochar variant de (F_{bio} = 0 %, 3 % et 5 %). Les mélanges ont été soumis sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Ils ont montré que le biochar a un impact sur la résistance au cisaillement cyclique des mélanges sable-biochar. Ils ont trouvé que l'augmentation de la teneur en biochar induit une augmentation très significative de la résistance au cisaillement cyclique des sols testés. La résistance au cisaillement cyclique d'un mélange sable -biochar pour la fraction en F_{bio} de 5 %, est six fois plus grande que la résistance au cisaillement cyclique du sable propre comme l'indique la (Figure 1.10) Megrouse et Maameri 2021).

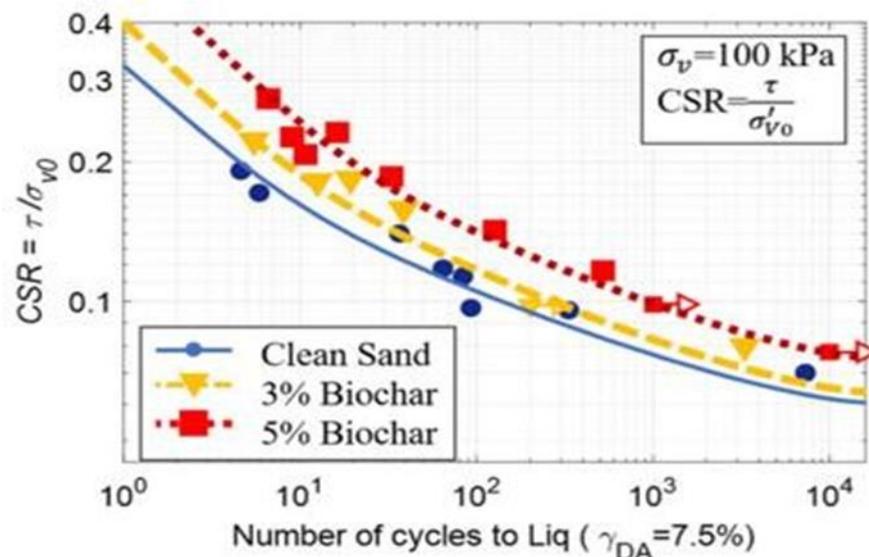


Figure 1. 11: Résultats des essais cycliques de cisaillement sur des échantillons du sable mélangés sable-biochar Pardo et al. (2018)

Rojimul et al. (2020) ont effectué des essais de cisaillement sur un mélange sable-biochar, dans le but d'étudier l'effet du biochar sur les paramètres de résistance au cisaillement (C et ϕ) du sable argileux. Les échantillons ont été mélangés avec des fractions en biochar de (F_{bio}= 0 %, 5 %, 10 % et 15 %) et soumis à trois contraintes normales (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Ils ont trouvé que la teneur en biochar a un effet notable sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-biochar. Ils ont montré que l'augmentation du pourcentage du biochar de F_{bio}= 0 % à F_{bio}=15 % induit une augmentation remarquable de la résistance au cisaillement des sols étudiés. De plus, ils ont prouvé que le biochar a une influence significative sur les caractéristiques mécaniques en termes de l'angle de frottement interne et de la cohésion des mélanges sable-biochar. Ou, la cohésion augmente de 12.52 kPa, 18.2kPa, 22.75 kPa et 25.76 kPa avec l'augmentation de la fraction du biochar de 0 %,5 %, 10% et 15 % respectivement. En outre, l'ajout du biochar de (F_{bio}= 0 % à 10 %) induit une augmentation de l'angle de frottement interne de $\Theta = 31.1 \pm 0.5^\circ$, 33.09° , 37.95° respectivement. Au-delà de cette valeur, l'angle de frottement diminue à ($\Theta=37.53^\circ$) avec l'augmentation de la fraction de biochar pour les sols testés comme illustre dans la (Figure 1.11). (MEGROUSSE et MAAMERI 2021)

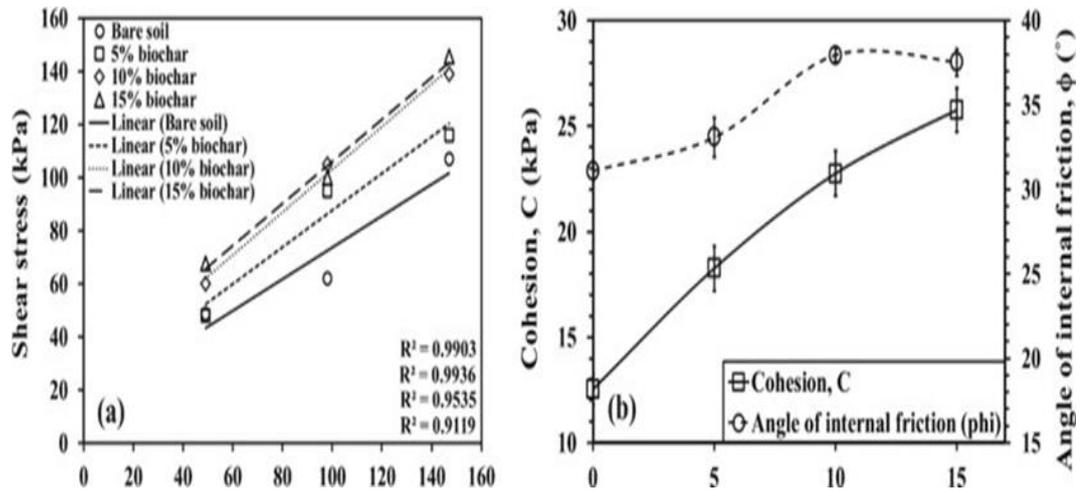


Figure 1. 12: Effet de la teneur en biochar sur la résistance au cisaillement et sur les caractéristiques mécaniques du sable. Rojimul et al. (2020)

1.2.4 Effet de la bentonite :

Derakhshandi et al. (2008) ont effectué des essais cycliques sur des mélanges de sable de Monterey avec une fraction de bentonite, variant de (Fb=0 %, 10 %, 20 % et 30 %). Leurs échantillons ont été reconstitués au laboratoire avec une densité relative initiale $Dr=50$ %. Ils ont noté que la pression interstitielle augmente d’une façon significative avec l’augmentation de la fraction de bentonite jusqu’à 10 %. Au-delà de cette valeur, elle s’atténue pour le pourcentage des fines plastiques compris entre 10 % et 20 %. Par contre, au-delà de Fb=20 %, ils ont remarqué une baisse de la pression interstitielle pour les sols testés comme indique la (Figure 1.12).

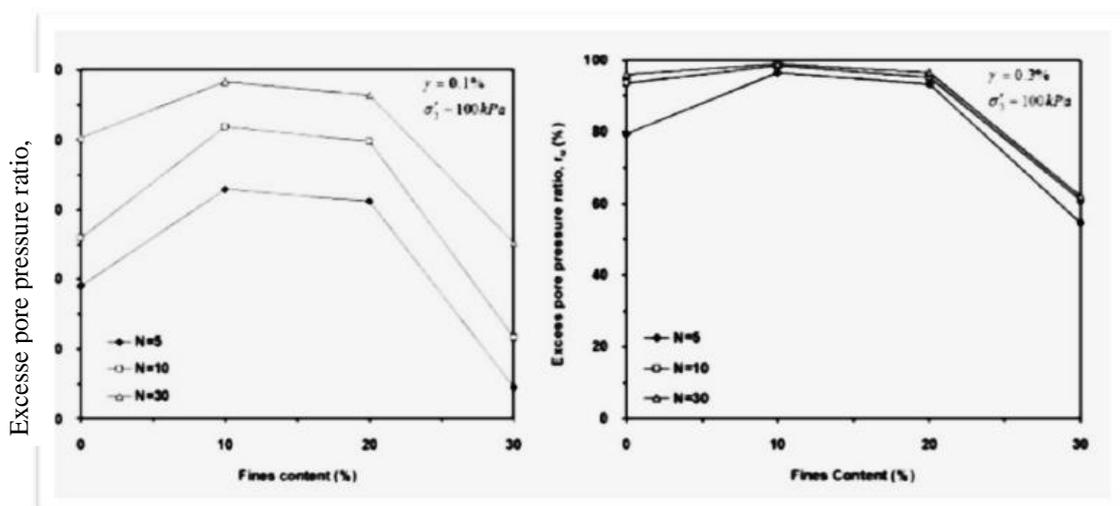


Figure 1. 13: Influence de la teneur en fines plastiques sur la surgénération de la surpression interstitielle Derakhshandi et al. (2008)

Bouchibane et Ben Abdel-Mouttaleb (2020) ont examiné l'impact de la teneur en bentonite sur la caractérisation mécanique du sable de Chlef. Les essais ont été effectués à l'appareil de cisaillement direct à la boîte sur des spécimens du sable de Chlef mélangés avec des teneurs en bentonite ($F_b = 0\%$, 5% , 10% , 20% et 30%). Les mélanges sable-bentonite ont été préparés en utilisant la méthode de la pluviométrie à sec avec une densité relative initiale ($D_r = 55\%$), et soumis à une contrainte normale ($\sigma_n = 100$ kPa). Ils ont trouvé que le pourcentage de bentonite a un impact sur la caractérisation mécanique du mélange (sable- bentonite) ; ils ont montré que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la proportion de bentonite de ($F_b = 0\%$) à ($F_b = 10\%$). Au-delà de cette valeur, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en bentonite de $F_b = 10\%$ à $F_b = 30\%$. Ce qui explique que la phase de contractance augmente progressivement avec l'augmentation de la teneur en bentonite jusqu'à un seuil de ($F_b = 10\%$). Au-delà de cette valeur, l'augmentation de la teneur en bentonite induit une augmentation de la phase de dilatance comme la montre dans la (Figure 1.13).

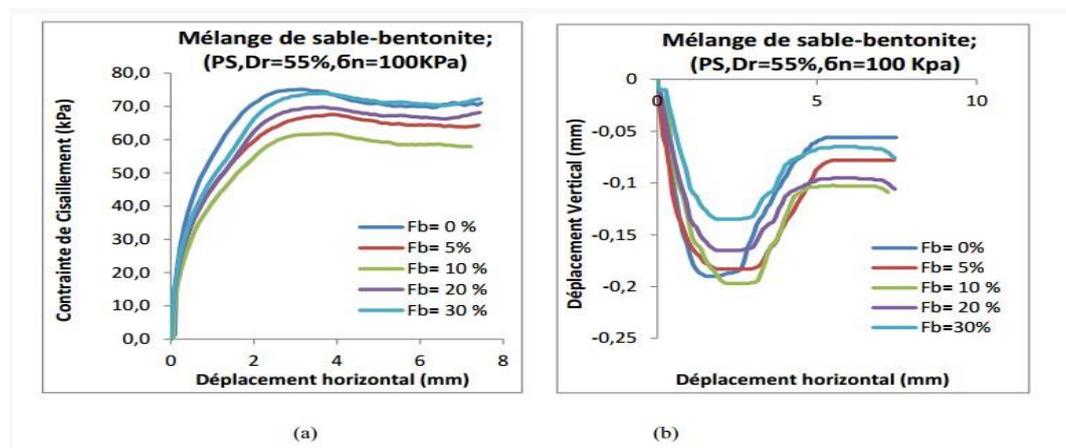


Figure 1. 14: Effet de la fraction de bentonite sur le comportement mécanique Bouchibane et Ben Abdel-Moutaleb (2020)

1.3 Effet des quelques paramètres sur la réponse mécanique des sols :

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement mécanique des sols, parmi ces derniers : la densité relative, la pression de confinement, la forme des grains, le degré de saturation et les cendres volantes.

1.3.1 Influence de la densité relative :

La densité relative influe d'une manière très remarquable sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. Tatsuoka et al. (1986) ont obtenu des résultats sur le sable de Toyoura, ils ont constaté que la résistance au cisaillement non drainée augmente d'une façon linéaire avec l'augmentation de la densité relative. Cette augmentation signifie que la densité relative joue un rôle primordial dans l'augmentation de l'enchevêtrement des grains des sols granulaires et par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des sols comme le montre la figure (1.14). (TERBAG 2019)

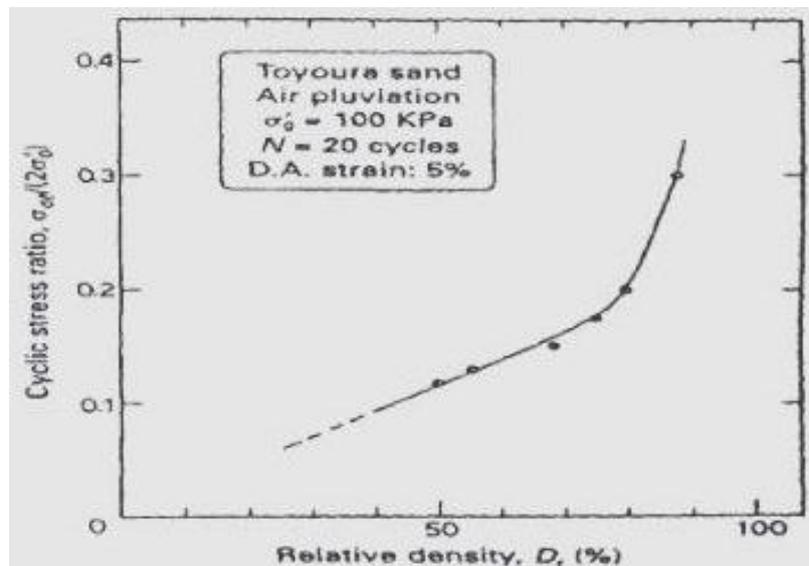


Figure 1. 15: Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement, Tatsuoka et al. (1986)

D'autres études expérimentales entamées par Verdugo et al. (1992), ils ont réalisé des essais triaxiaux dans le but d'étudier l'influence de la densité relative initiale sur la réponse mécanique du sable de Toyoura. Leurs résultats ont été discutés par Yoshimine et Ishihara. (1998). Ils ont indiqué que la tendance à la contractance se transforme graduellement à une tendance à la dilatance avec l'augmentation de la densité relative comme le montre la figure (1.15). Ils constaté que les échantillons denses à très denses présentent des valeurs élevées de la résistance au cisaillement non drainée du sable par rapport aux échantillons reconstitués par des densités relatives lâches et moyennement denses. (Terbag 2019).

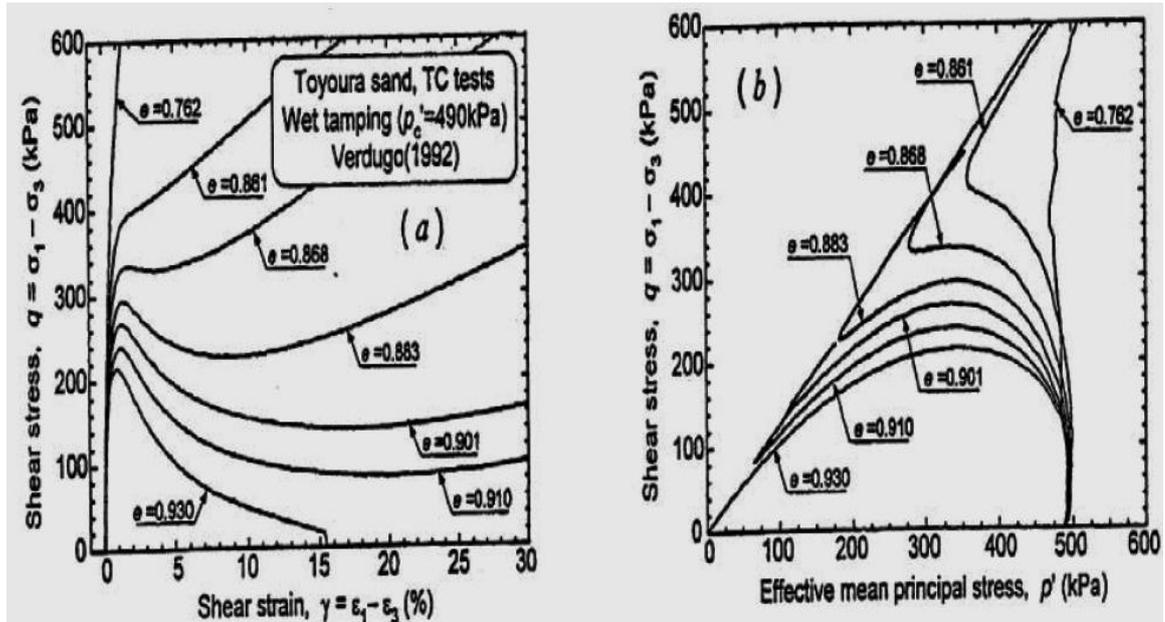


Figure 1. 16: Evolution de la résistance au cisaillement avec la densité relative. Yoshimine et Ishihara. (1998)

Arab et al. (2010) ont étudié en laboratoire l'influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sols granulaires. Ils ont réalisé des essais cycliques sur deux sables différents : sable d'Hostun et sable de Chlef. Leurs échantillons ont été préparés avec trois densités relatives initiales ($Dr=15\%$, 50% et 65%) et soumis à une pression initiale de confinement ($P'_c=100$ kPa). Ils ont observé que leurs résultats montrent d'une manière très claire, que l'augmentation de la densité relative conduit à une amélioration très significative de la résistance au cisaillement non drainée des sables. Ils ont constaté aussi que la résistance au cisaillement non drainée du sable d'Hostun est supérieure par rapport au sable de Chlef et qui peut être expliquée par le fait que la forme semi-anguleuse des grains du sable d'Hostun a un effet significatif sur la résistance au cisaillement non drainée par rapport au forme arrondie du sable de Chlef comme l'indique la figure (1.16). (TERBAG 2019)

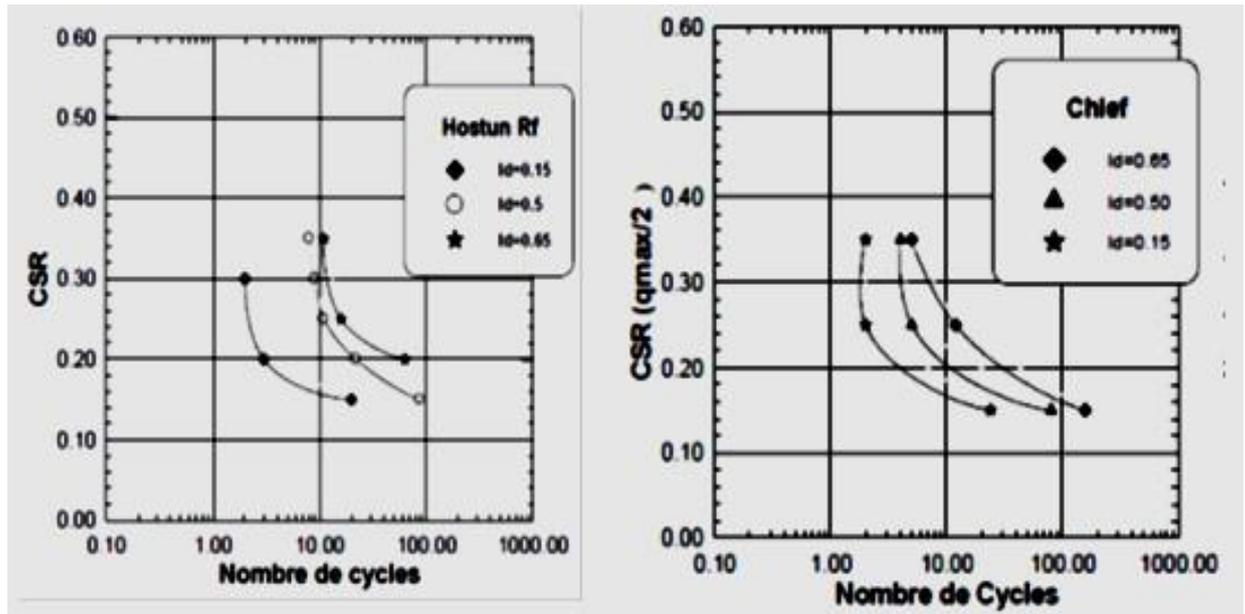


Figure 1. 17: Influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sables, (a)-Sable d'Hostun, (b)-Sable de Chlef, Arab et al., (2010).

Bachir et Banchaa (2018) ont analysées l'influence de la densité relative lâche $Dr = 25\%$; moyennement dense $Dr = 55\%$ et dense $Dr = 90\%$, sur la réponse mécanique des trois sables : sable de Chlef, sable d'Hostun et sable Fontainebleau. Leurs échantillons ont été reconstitués avec la technique de déposition qui est nommée « la pluviométrie à sec » et soumis à une contrainte normale initiale de confinement $\sigma_n = 100$ kPa. Ils ont trouvé que le paramètre de la densité relative à une influence remarquable sur la résistance au cisaillement ($\tau_{max} = 59.5$ kPa, 67.05 kPa et 90.42 kPa pour le sable de Chlef), ($\tau_{max} = 72.8$ kPa, 85.17 kPa et 101.78 kPa pour le sable d'Hostun) et ($\tau_{max} = 70.72$ kPa, 83.81 kPa et 91.36 kPa pour le sable de Fontainebleau) pour les trois densités relatives initiales $Dr = 25\%$, 55% et 90% respectivement. Figures (1.18, 1.19 et 1.20). Les résultats obtenus par Bachir et Banchaa (2018) montrent que l'augmentation de la densité relative initiale améliore la résistance au cisaillement des sols par l'augmentation de l'enchevêtrement entre les particules des sols granulaires. (TERBAG (2019))

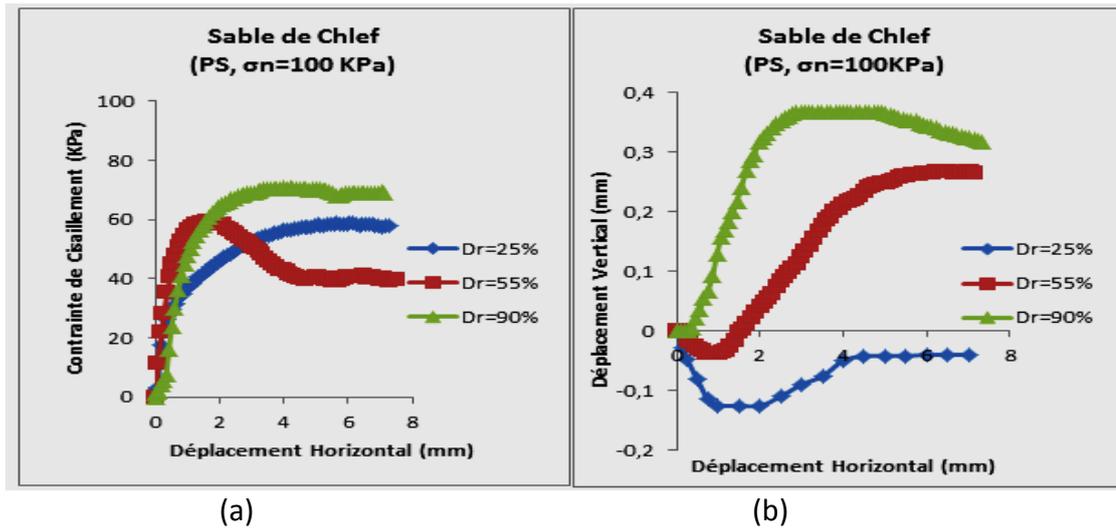


Figure 1. 18: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Chlef ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a) - Evolution de la contrainte de cisaillement (b) - Evolution du déplacement vertical, Bachir et Banchara (2018).

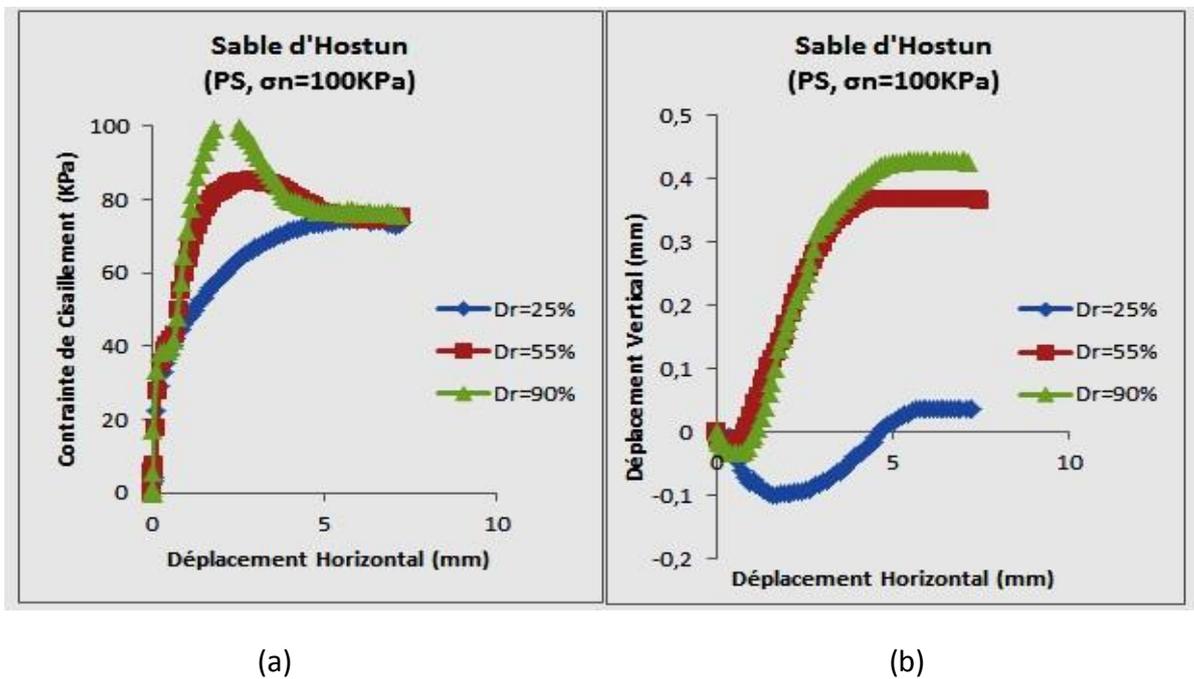


Figure 1. 19: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable d'Hostun ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a)-Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Banchara

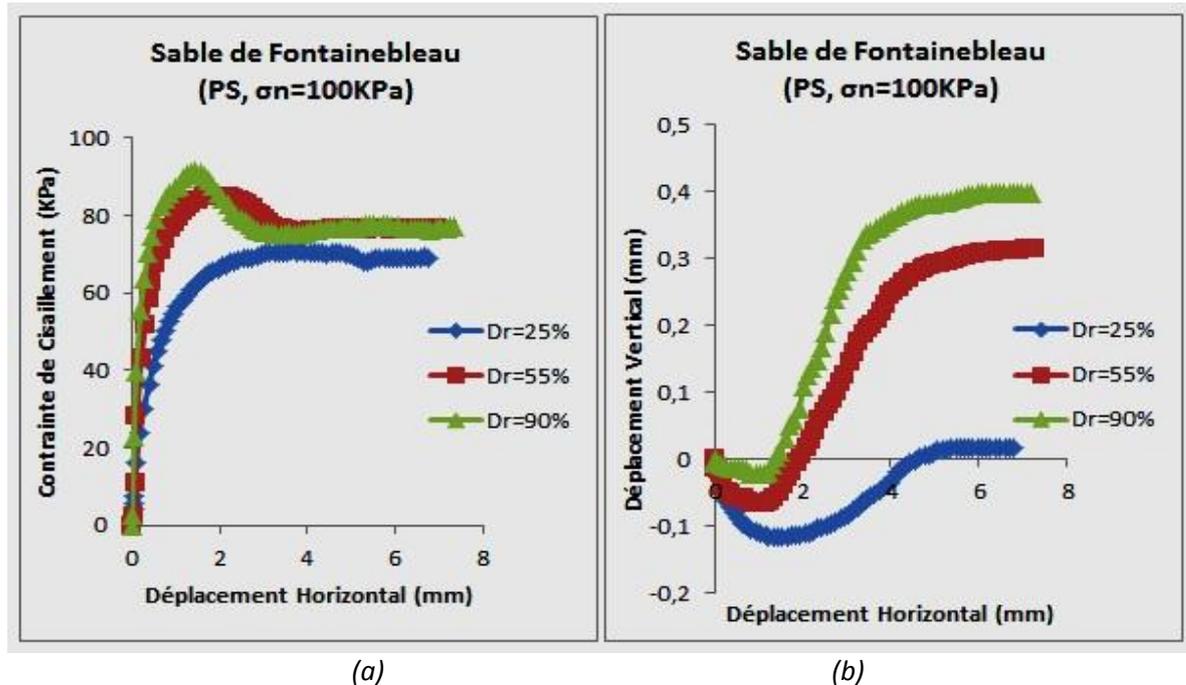


Figure 1. 20: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Fontainebleau ($\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, PS), (a)- Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Banchaa (2018).

1.3.2 Influence de la taille des grains :

La granulométrie est l'un des paramètres qui a un effet significatif sur la résistance au cisaillement d'un sol. (Tsuchida 1970) a identifié une gamme de courbes granulométriques qui représentent les zones séparant des sols liquéfiables et non liquéfiables (Figure 1.22). La zone au cours des deux courbes intérieures présente les sables et les sables limoneux ayant des résistances au cisaillement non drainée plus faible. L'espace entre les deux courbes situées à gauche correspond à la contribution des fines dans la diminution de la densification de ces sables et cela pendant le cisaillement. Il a prouvé aussi que l'ajout des fines peu plastiques dans la matrice sableuse, crée généralement une adhérence suffisante entre les grains du sable et les limons qui limitent la capacité des particules plus grosses pour passer dans un arrangement plus dense. (SERAY et Taleb 2020).

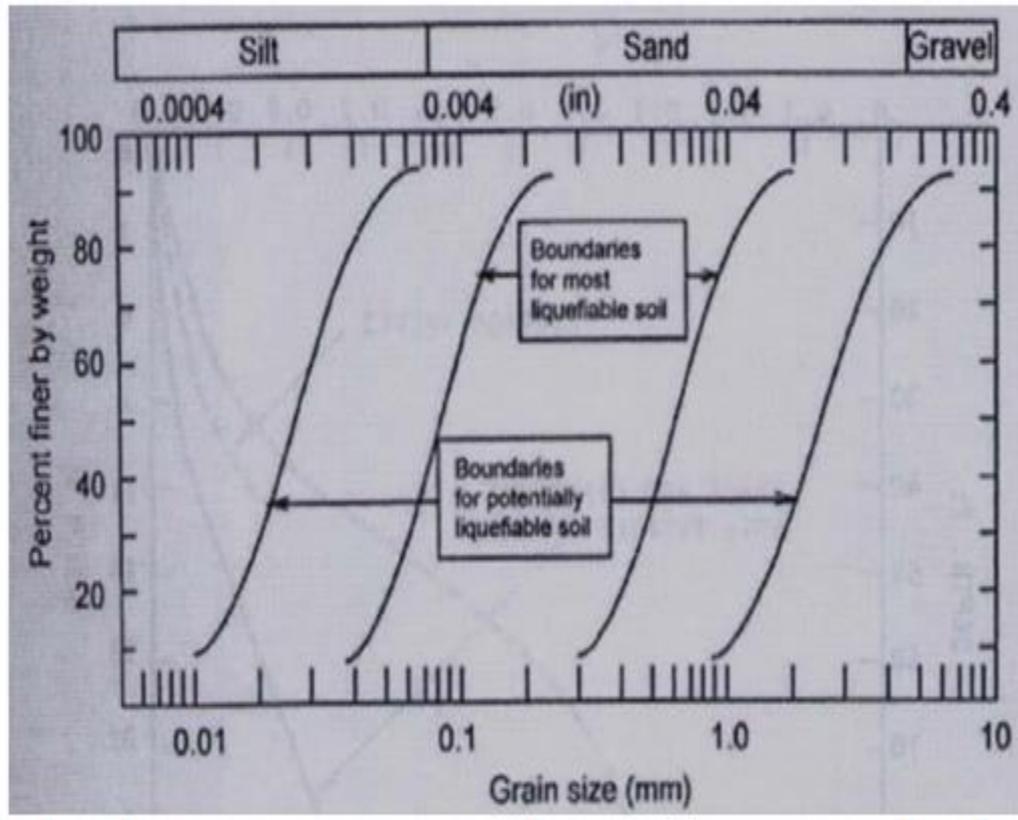
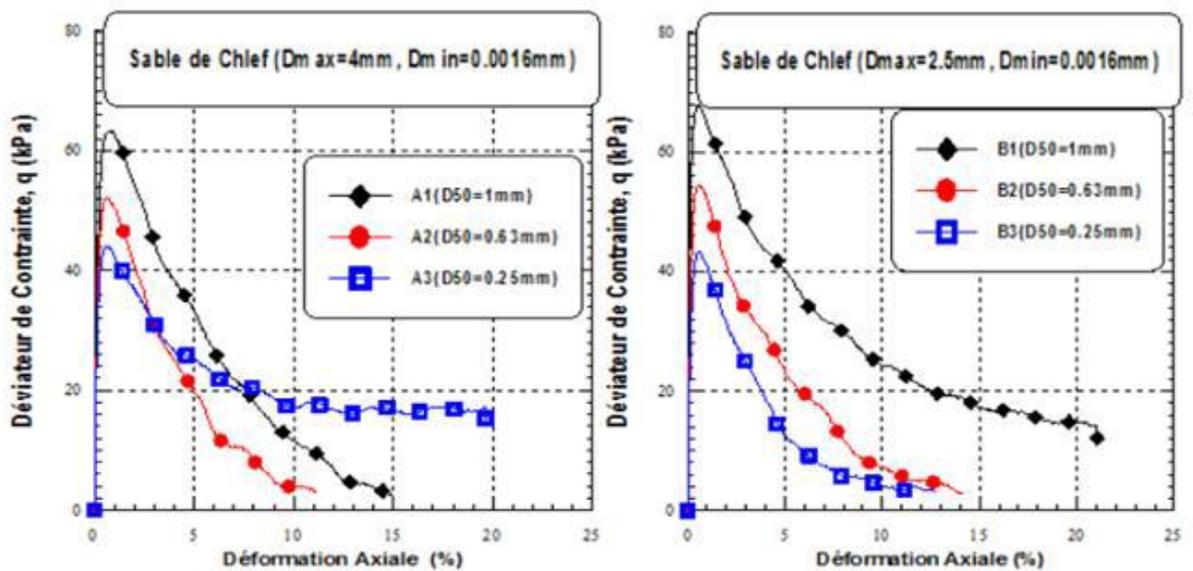


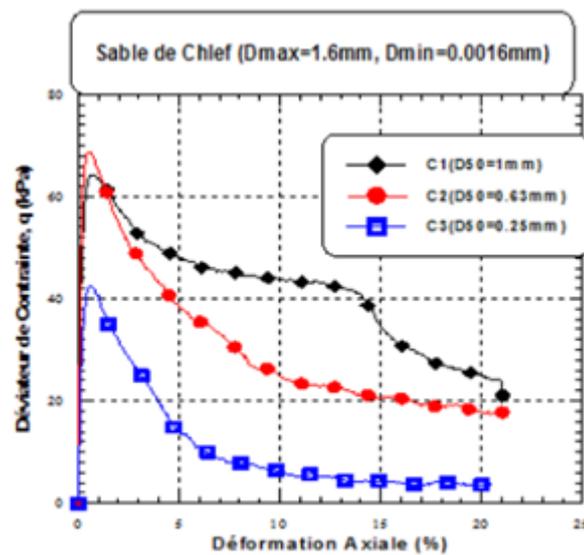
Figure 1. 21: Les courbes granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida 1970).

Hazout et al. (2017) ont exécuté une série d'essais de cisaillement non drainé sur 9 échantillons ayant différents diamètres maximal ($D_{max}=4\text{mm}$, 2.5mm et 1.6mm) et diamètres moyens ($D_{50}=1\text{mm}$, 0.63mm et 0.25mm) pour analyser leurs influences sur la résistance maximale non drainée de ces matériaux. Ils ont noté que la taille de grains à un effet notable sur la résistance au cisaillement des sols granulaires. Aussi, ils ont indiqué que l'apparition d'une perte totale de résistance sur tous les échantillons avec une influence très significative du diamètre maximal (D_{max}) et du diamètre moyen (D_{50}) sur la résistance au cisaillement non drainée. De plus, ils ont interprétés l'influence combinée des paramètres " D_{max} " et " D_{50} " dans l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée par le fait de l'amplification de l'enchevêtrement entre les gros grains du sable avec les particules fines, qui induit une augmentation de la phase de dilatance et par conséquent une structure plus stable comme le montre dans la figure suivante (Figure 1.20). (SERAY et TALEB 2020)



(a)

(b)



(c)

Hazout et al. (2017)

Figure 1. 22: Influence de diamètre moyen sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux granulaires, (a) $D_{max}=4\text{mm}$, (b) $D_{max}=2.5\text{mm}$, (c) $D_{max}=1.6\text{mm}$

1.3.3 Influence des méthodes de déposition

Mahmoudi Youcef (2017) a étudié l'effet de la méthode de reconstitution d'échantillons sur la réponse mécanique non drainée du sable de Chlef normalement consolidé ($OCR=1$) et surconsolidé ($OCR=2, 4$ et 8). Leurs échantillons ont été préparés avec deux méthodes

de préparation (la pluviation à sec et le damage humide) avec deux densités relatives initiales ($Dr=18\%$ et 52%), soumis à une contrainte de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). Il a prouvé que la technique de préparation des échantillons a un impact remarquable sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux étudiés. Il a trouvé que les échantillons reconstitués avec la méthode de pluviation à sec ($q_{max} = 309,88$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 602,61$ pour $OCR=8$) sont plus résistants que ceux reconstitués avec le damage humide ($q_{max} = 37,73$ kPa pour $OCR=1$, et $q_{max} = 161,12$ kPa pour $OCR=8$)

Pour la densité relative initiale ($Dr = 52\%$) comme indique dans la (Figure 1.21). Mahmoudi et al (2017)

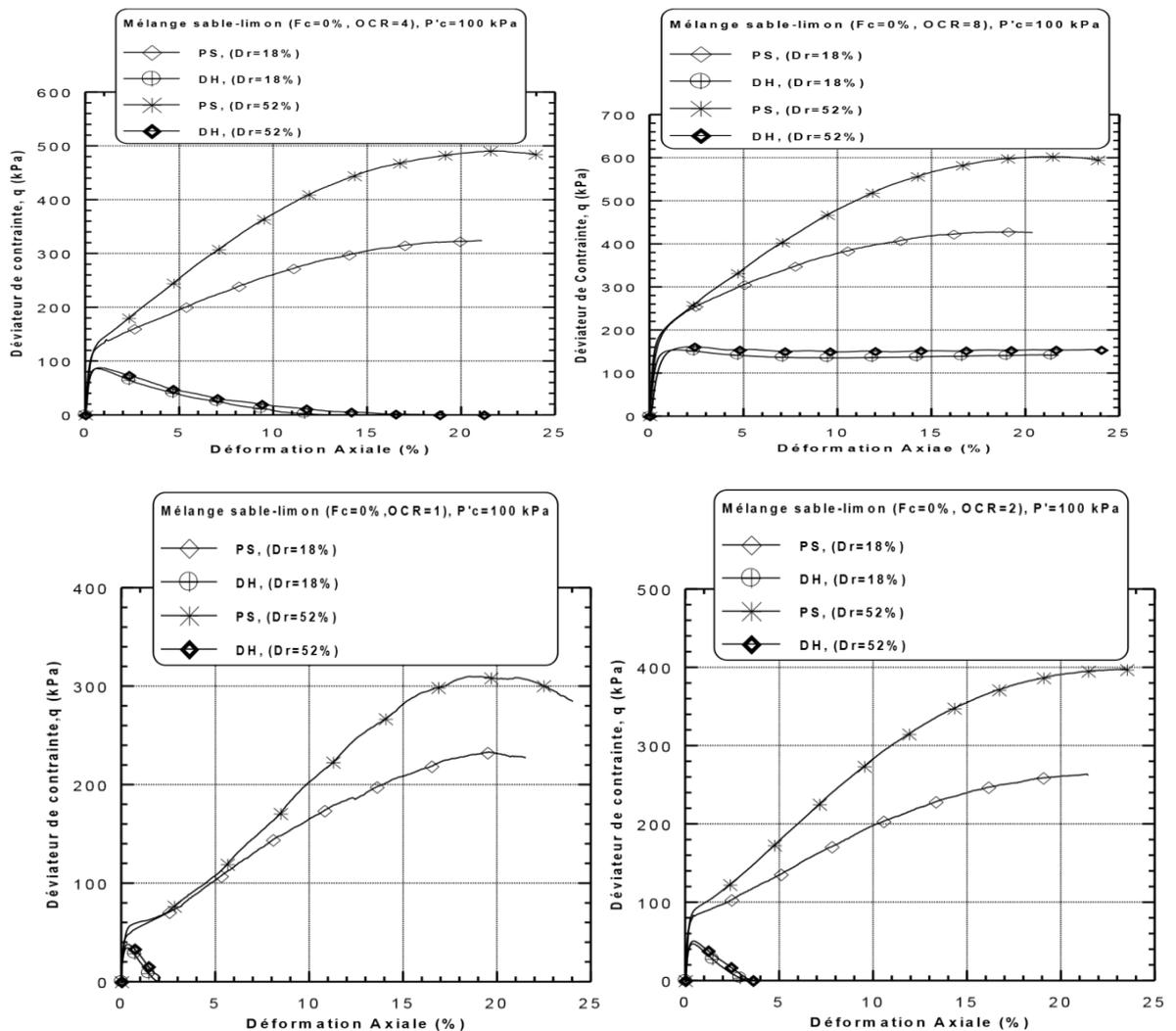


Figure 1. 23: Effet de la structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0\%$, $P'_c=100$ kPa)(a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) -OCR=8 Mahmoudi (2017)

Hazout (2018) a étudié l'effet de la méthode de reconstitution (structure initiale) tels que, la pluviation à sec et le damage humide avec l'influence de la pression initiale de confinement " $P'_c=50$ kPa et 100 kPa" sur le comportement mécanique non drainé des sols granulaires saturés. Les figures 1.21(a), 1.21(b) et 1.21(c), présentent les effets de la structure initiale (le damage humide et la pluviation à sec) et de la pression initiale de confinement " $P'_c=50$ kPa et 100 kPa". Des échantillons ont été reconstitués avec le même diamètre moyen " $D_{50}=1$ mm", même diamètre minimal " $D_{min} = 0.0016$ mm" et différents diamètres maximaux " $D_{max}= 4$ mm, 2.5mm et 1.6mm", avec une densité relative initiale $D_r= 25\%$. Les résultats des essais non drainés, montrent que les échantillons reconstitués avec la méthode de la pluviation à sec sont plus résistants que ceux reconstitués avec le damage humide et ce pour les deux pressions du confinement " $P'_c= 50$ kPa et 100 kPa" et avec la même densité relative initiale $D_r = 25\%$. Pour $P'_c=100$ kPa, le déviateur de contrainte maximale, q_{max} de l'échantillon A1 " $D_{max}= 4$ mm" dans le cas de la pluviation à sec $q_{max}=185.07$ kPa est supérieure à q_{max} de même échantillon = 63.26 kPa pour le damage humide. Dans le cas où " $P'_c= 50$ kPa", q_{max} de A1=163.04 kPa pour la PS est supérieure à q_{max} de A1= 43.48 kPa pour le damage humide. La résistance maximale au cisaillement non drainée a diminuée de la pluviation à sec au damage humide de 121.81 kPa, 161.27 kPa, 99.02 kPa pour les échantillons A1, B1, C1 respectivement et pour un confinement initial de 100 kPa. En ce qui concerne " $P'_c=50$ kPa" la contrainte maximale a chuté de "119.56 kPa, 147.68 kPa, 102.59 kPa" de la PS vers le DH pour les mêmes échantillons.

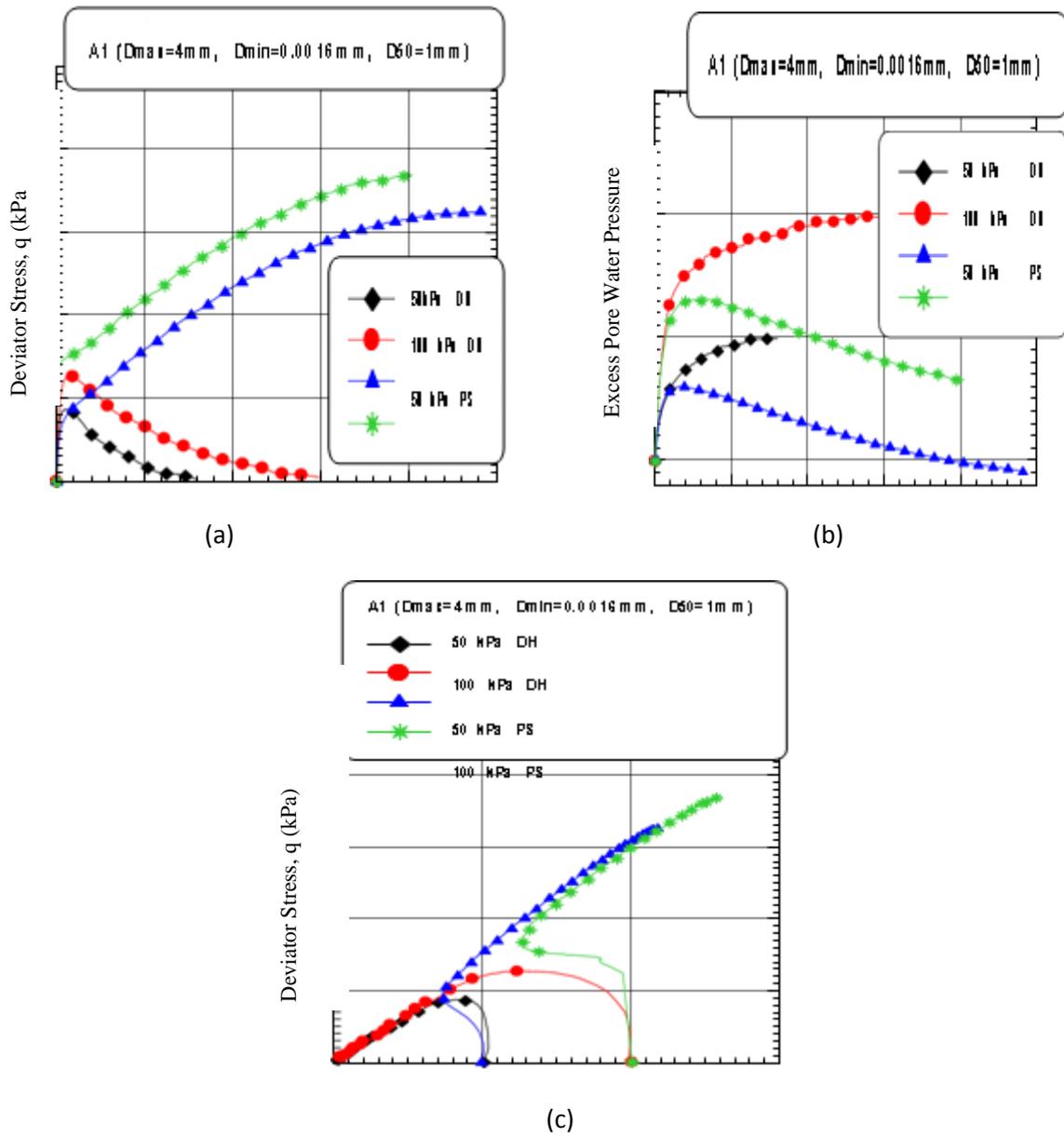


Figure 1. 24: Réponse non-drainée du sable de ChlefA1 ($D_{max}= 4\text{mm}$, $D_{min}= 0.0016\text{mm}$, $D_{50}= 1\text{mm}$)

- (a) L'évolution du déviateur de contrainte
- (b) L'évolution de la surpression interstitielle
- (c) Le chemin de contrainte de sable de Chlef

1.4 Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons présenté une synthèse bibliographique d'une gamme de recherches publiées dans la littérature, notamment l'étude de comportement mécanique des sols granulaires. Ce comportement est d'un intérêt très important dans le domaine de la géotechnique en termes d'augmentation de la résistance au cisaillement et par conséquent la contribution dans l'amélioration et la stabilité des sols. Il dépend de nombreux paramètres, tels que la densité relative, la taille des grains, la teneur en cendres volantes et la méthode de déposition.

Pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes, nous avons besoin de faire une analyse expérimentale bien détaillée pour étudier les facteurs influant sur la réponse mécanique de ces mélanges, tout en mettant l'accent sur l'effet des cendres volantes sur la résistance au cisaillement du sable de Zemmouri qui est parmi les sujets d'actualité dans la mécanique des sols.

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1. 1: Influence de la teneur en cendres volantes sur la résistance au cisaillement non drainée des sols granulaires. Kermatikerman et al. (2018)..... | 2 |
| Figure 1. 2: Effet de la taille des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres..... | 3 |
| Figure 1. 3: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes (PS, Dr=85%), $\sigma_n=300$ kPa..... | 4 |
| Figure 1. 4: Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement non drainée du sol (a)-Troncoso (1990) (b) Koester (1994)..... | 5 |
| Figure 1. 5: Effet de fines peu plastiques sur le comportement cyclique des sables Benghalia et al. (2014)..... | 6 |
| Figure 1. 6: Variation des caractéristiques mécaniques avec la teneur en fines, (a) cohésion en fonction de la teneur en fines, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en fines, Flitti et al. (2016)..... | 6 |
| Figure 1. 7: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable–limon. (Arab., 2009)..... | 7 |
| Figure 1. 8: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable–limon ($p'_c = 100$ kPa) (Arab., 2009). | 8 |
| Figure 1. 9: Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement interne et l'angle caractéristique (Arab., 2009). | 8 |
| Figure 1. 10: Comparaison de la résistance au cisaillement du sable contenant 0 %, 1%, 2 % et 3 % du biochar. Mochamad Arief et al. (2015)..... | 9 |
| Figure 1. 11: Résultats des essais cycliques de cisaillement sur des échantillons du sable mélanges sable-biochar Pardo et al. (2018)..... | 10 |
| Figure 1. 12: Effet de la teneur en biochar sur la résistance au cisaillement et sur les caractéristiques mécaniques du sable. Rojimul et al. (2020)..... | 11 |
| Figure 1. 13: Influence de la teneur en fines plastiques sur la surgénération de la surpression interstitielle Derakhshandi et al. (2008)..... | 11 |
| Figure 1. 14: Effet de la fraction de bentonite sur le comportement mécanique Bouchibane et Ben Abdel-Moutaleb (2020)..... | 12 |
| Figure 1. 15: Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement, Tatsuoka et al. (1986)..... | 13 |
| Figure 1. 16: Evolution de la résistance au cisaillement avec la densité relative. Yoshimine et Ishihara. (1998)..... | 14 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1. 17: Influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sables, (a)-Sable d'Hostun, (b)- Sable de Chlef, Arab et al., (2010)..... | 15 |
| Figure 1. 18: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Chlef ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a) - Evolution de la contrainte de cisaillement (b) - Evolution du déplacement vertical, Bachir et Banchaa (2018). | 16 |
| Figure 1. 19: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable d'Hostun ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a)-Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Banchaa..... | 16 |
| Figure 1. 20: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du sable de Fontainebleau ($\sigma_n=100$ kPa, PS), (a)- Evolution de contrainte de cisaillement (b) - Evolution de déplacement vertical, Bachir et Banchaa (2018)..... | 17 |
| Figure 1. 21: Les courbes granulométriques des sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida 1970). | 18 |
| Figure 1. 22: Influence de diamètre moyen sur la résistance au cisaillement non drainée des matériaux granulaires, (a) $D_{max}=4$ mm, (b) $D_{max}=2.5$ mm, (c) $D_{max}=1.6$ mm | 19 |
| Figure 1. 23: Effet de la structure initiale sur l'évolution du déviateur de contrainte du sable propre de Chlef ($F_c = 0$ %, $P'_c=100$ kPa)(a)-OCR=1, (b) -OCR=2, (c) -OCR=4, (d) - OCR=8 Mahmoudi (2017)..... | 20 |
| Figure 1. 24: Réponse non-drainée du sable de ChlefA1 ($D_{max}= 4$ mm, $D_{min}= 0.0016$ mm, $D_{50}= 1$ mm)..... | 22 |
| | |
| Figure 2. 1: Appareil de cisaillement direct à la boîte. | 26 |
| Figure 2. 2: Eléments constituant l'appareil de cisaillement | 28 |
| Figure 2. 3: Les accessoires de la boîte de cisaillement | 28 |
| Figure 2. 4: Plan de la contrainte normale (σ) et de la contrainte tangentielle (τ)..... | 29 |
| Figure 2. 5: La courbe intrinsèque des sols | 30 |
| Figure 2. 6: Les matériaux utilisés (Sable Propre de Zemmouri, et les Cendres volantes) . | 31 |
| Figure 2. 7: Les courbes granulométriques des mélanges sable de Zemmouri avec les cendres volantes | 33 |
| Figure 2. 8: Détermination des indices de vides maximum et minimum (e_{max} , e_{min}) | 34 |
| Figure 2. 9: Variation des indices des vides en fonction des teneurs en cendres | 34 |
| Figure 2. 10: Méthode de la pluviation à sec | 35 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|----|
| Figure 3. 1: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes ($D_r=25\%$) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa | 42 |
| Figure 3. 2: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes ($D_r=55\%$) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa | 45 |
| Figure 3. 3: Réponse mécanique des mélanges sable-cendres volantes ($D_r=85\%$) (a)- $\sigma_n=100$ kPa, (b)- $\sigma_n=200$ kPa, (c)- $\sigma_n=300$ kPa | 47 |
| Figure 3. 4: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $D_r=25\%$ | 49 |
| Figure 3. 5: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $D_r=55\%$ | 50 |
| Figure 3. 6: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en cendres volantes (FA) et en fonction de la contrainte normale σ_n pour $D_r=85\%$ | 51 |
| Figure 3. 7: Effet de la fraction des cendres volantes sur résistance au cisaillement normalisée (τ_{max}/σ_n) | 52 |
| Figure 3. 8: Effet de la fraction des cendres volantes sur l'angle de frottement interne | 54 |
| | |
| Figure 4. 1: effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante. | 59 |
| Figure 4. 2: effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante. ($\sigma_n = 200$ kPa)..... | 62 |
| Figure 4. 3: Effet de la densité relative initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante. | 64 |
| Figure 4. 4: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement mécanique du mélange sable-cendre volante ($D_r=25\%$) | 67 |
| Figure 4. 5: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement mécanique du mélange sable cendre volante ($D_r=55\%$) | 69 |
| Figure 4. 6: effet de la contrainte normale initiale sur le comportement initiale du mélange sable-cendre volante ($D_r=85\%$)..... | 72 |
| Figure 4. 7: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la contrainte initiale et de la densité initiale des mélanges sable-cendres volantes..... | 74 |
| Figure 4. 8: Effet de la densité relative initiale et la contrainte normale initiale sur la résistance au cisaillement maximale, (a) FA= 0%, (b) FA=5%, (c) FA= 10% ,(d) FA=15% | 76 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 4. 9: Effet de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement normalisée(τ/σ_h) des mélanges sable-cendres volantes | 77 |
| Figure 4. 10: Influence de la densité relative sur l'angle de frottement | 78 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau 2. 1: Composition chimique des cendres volantes | 32 |
| Tableau 2. 2: Propriétés physiques du mélange sable de Zemmouri ($D_{max}=2.5$ mm)- cendres volantes | 32 |
| Tableau 2. 3: Les masses calculées pour les échantillons préparés par pluviation à sec | 36 |
| Tableau 3. 1: contrainte normalisée pour les trois contraintes ($\sigma_{n100, 200, 300kpa}$), pour une densité relative lâche $Dr=25\%$ | 53 |
| Tableau 3. 2: contrainte normalisée pour les trois contraintes ($\sigma_{n100, 200, 300kpa}$), pour une densité relative lâche $Dr=55\%$ | 53 |
| Tableau 3. 3: contrainte normalisée pour les trois contraintes ($\sigma_{n100, 200, 300kpa}$), pour une densité relative lâche $Dr=85\%$ | 53 |
| Tableau 3. 4: Coefficients a, b et R^2 pour équation (3.1)..... | 54 |

Références bibliographiques

1. Aouali N, Benessalah I, Arab A (2018), "Shear Strength Response of Fibre Reinforced Chlef (Algeria) Silty Sand: Laboratory Study" [DOI.org/10.1007/s10706-018-0641-5](https://doi.org/10.1007/s10706-018-0641-5)
2. Arab A et Shahroui I, (2010) "Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative", Symposium International sur la Construction en Zone Sismique. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
3. Bachir F et Banchaa S, (2018) " Etude expérimentale de l'influence de la méthode de préparation sur les caractéristiques physico-mécaniques de trois différents sables", mémoire de master, Université Hassiba Benbouali de Chlef.
4. Benessalah I, Arab A, Pascal Villard, Sadek M et Kadri A, (2015), "Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters" [DOI 10.1007/s13369-015-1912-6](https://doi.org/10.1007/s13369-015-1912-6)
5. Cherif Taiba A, Mahmoudi Y, Belkhatir M, et Schanz T, (2018) "Experimental Investigation into the Influence of Roundness and Sphericity on the Undrained Shear Response of Silty Sand Soils".
6. Della N, Missoum H, Arab A, et Belkhatir M, (2010) "Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on the mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil,". *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 54, No. 2, pp. 107–116.
7. Della N, Arab A, Belkhatir M, et Missoum H, (2011a) "Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shear response of medium dense sand," *Journal of Iberian Geology*, Vol. 37, No. 1, pp. 37-44.
8. Della N, Arab A et Belkhatir M, (2011b) "Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of loose granular soil under static loading," *Acta Mech. Sin.* Vol. 27, No. 5, pp. 796–802.

-
9. Kermatikeman M, Chegenizadeh A, Nikraz Het Ayad Salih Sabbar (2017), "Experimental study on the effect of fly ash on liquefaction resistance of sand" DOI.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.012
 10. Kermatikeman M, Chegenizadeh A, Nikraz Het Ayad Salih Sabbar (2018a), "Effect of fly ash on liquefaction behavior of sand-bentonite mixture", Soils and Foundations, DOI.org/10.1016/j.sandf.2018.07.004
 11. Kermatikeman M, Chegenizadeh A, Nikraz Het Ayad Salih Sabbar (2018b), "Effect of fly ash on liquefaction behavior of sand-bentonite mixture", DOI.org/10.1080/13632469.2018.1494643
 12. Kolay P.K, Puri V. K, Lama Tamang R, Regmi Get Kumar S, (2019), " Effects of Fly Ash on Liquefaction Characteristics of Ottawa Sand " , DOI.org/10.1007/s40891-019-0158-x
 13. Kwan W, S (2018) "A review on sand sample reconstitution methods and procedures for undrained simple shear test". International Journal of Geotechnical Engineering, DOI:10.1080/19386362.2018.1461988
 14. Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Belkhatir M et Schanz T (2016a) "Experimental Investigation on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of Sample Reconstitution", DOI:10.1520/GTJ20140183
 15. Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Belkhatir M et Tom Schanz (2016b) "Laboratory Study on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of the Fines Content and Stress State". International Journal of Geotechnical Engineering, DOI:10.19386362.2016.1252140.
 16. Mahmoudi Y (2017) "Etude expérimentale du comportement mécanique des sols surconsolidés: influence de la structure initiale", la thèse de doctorat. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
 17. Mahmoudi Y, Cherif Taiba A, Belkhatir M, Hazout L et Wiebke Baille (2018) "Influence of Soil Fabric and Stress State on the Undrained Instability of Overconsolidated Binary Granular Assemblies",

-
18. Mulilis J.P, Seed H.B, Clarence K.C, Mitchell J.K et Arulanadan K, (1977) "Effects of sample preparation on sand liquefaction", *J. Geotech. Div.*, vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.
 19. Pecker A. (1984) "Dynamique des sols", Presses des Ponts et Chaussées, Paris. PhD. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, USA.
 20. Sze H.Y, ASCE A.M, ASCE F, Yang J (2014) "Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation". *J. Geotech Geoenviron. Eng.* 2014. 140:152-169.
 21. Tatsuoka F, Miura S, Yoshimi Y, Yasuda S, & Makihara Y, (1986) "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program", *Soils and Foundations*, 26, 117-128.
 22. Vaid Y.P, Fisher J.M, Kuerbis R.H et Negussey D (1990) "Particle gradation and liquefaction". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116. No. 4, pp: 698-703
 23. Vaid Y. P, Sivathayalan S et Stedman D (1999) "Influences of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand". *Geotechnical Testing Journal*, 22(3):187-195.
 24. Verdugo, R (1992) "Characterization of Sandy Soil Behaviour under Large Deformation". Department of Civil Engineering, Tokyo, University of Tokyo.
 25. Yoshimine, Ishihara M, K (1998) "Flow potential of sand during liquefaction". *Soils and Foundations*, 38(3):189-198.
 26. Merniet Elezaar (2019) "Etude expérimentale de la réponse mécanique d'un mélange sable-cendre volante : Influence de la taille des grains", Mémoire master 2 géotechnique. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
 27. Hazout, L. [2018] "Contribution à l'étude de la liquéfaction statique". Thèse de doctorat, Université de Blida 1, Algérie.
 28. Cherif Taiba, A. (2017) "Etude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction de Sable limoneux : Influence de la forme et taille des grains", thèse de doctorat, Université de Chlef, Algérie.
 29. Megrouse Mohammed, A. (2021) "Investigation expérimentale sur l'effet de charbon

biologique sur la résistance au cisaillement su sable de chlef "

30. SERAY Hanane, A.(2020)

"Influence combinée de la structure initiale et la présence de cendres volantes sur les caractéristiques physico-mécaniques de différentes classes granulaires"

31. YAGOUBI Sarray, A.(2020) "Influence de la forme des grains sur le comportement mécanique des mélanges sable-cendres volantes"